

CONCRETO PROTENDIDO

## APLICANDO A PROTENSÃO EM PONTES, PISOS, RESERVATÓRIOS E EDIFICAÇÕES



**IBRACON**  
Instituto Brasileiro do Concreto

Ano XLIII

**78**

ABR-JUN  
**2015**

ISSN 1809-7197  
[www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)



PERSONALIDADE ENTREVISTADA

**EVANDRO PORTO DUARTE:**  
ALIANDO TEORIA E PRÁTICA  
NA PROTENSÃO

PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

**CONCRETO DE ALTA  
RESISTÊNCIA COM  
PÓ DE PEDRA**

MANTENEDOR

**EVOLUÇÃO DOS AÇOS  
PARA PROTENSÃO  
NO BRASIL**

Esta edição é um oferecimento das seguintes Entidades e Empresas



Adote concretamente

a revista CONCRETO & Construções



# Instituto Brasileiro do Concreto

Organização técnico-científica nacional de defesa e valorização da engenharia civil

Fundada em 1972, seu objetivo é **promover e divulgar conhecimento sobre a tecnologia do concreto e de seus sistemas construtivos para a cadeia produtiva do concreto**, por meio de publicações técnicas, eventos técnico-científicos, cursos de atualização profissional, certificação de pessoal, reuniões técnicas e premiações.

## Associe-se ao IBRACON! Mantenha-se atualizado!

- Receba gratuitamente as quatro edições anuais da **revista CONCRETO & Construções**
- Tenha descontos de até **50%** nas **publicações técnicas do IBRACON** e de até **20%** nas **publicações do American Concrete Institute (ACI)**
- Descontos nos eventos promovidos e apoiados pelo **IBRACON**, inclusive o **Congresso Brasileiro do Concreto**
- Oportunidade de participar de **Comitês Técnicos**, intercambiando conhecimentos e fazendo valer suas **opiniões técnicas**

Fique bem informado!

 [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)

 [facebook.com/ibraconOffice](https://facebook.com/ibraconOffice)

 [twitter.com/ibraconOffice](https://twitter.com/ibraconOffice)

# EMPRESAS E ENTIDADES LÍDERES DO SETOR DA CONSTRUÇÃO CIVIL ASSOCIADAS AO IBRACON

## ADITIVOS



## ADIÇÕES



## JUNTAS



## EQUIPAMENTOS



## RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL



Pires | Giovanetti | Guardia  
Tratamento de Filamentos

## ARMADURA



ArcelorMittal



## ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



Escola Politécnica - USP



## ESCRITÓRIOS DE PROJETOS



# JUNTE-SE A ELAS

Associe-se ao IBRACON em defesa e valorização da Arquitetura e Engenharia do Brasil !

## PRÉ-FABRICADOS



## CONTROLE TECNOLÓGICO



## CONSTRUTORAS



## FÓRMAS



## CIMENTO



## GOVERNO



PETROBRAS



## AGREGADOS



## CONCRETO





**CRÉDITOS CAPA**  
VISTA DE PARTE DA ESTRUTURA DO MUSEU DO AMANHÃ, NO RIO DE JANEIRO

## SEÇÕES

- 7 Editorial
- 8 Coluna Institucional
- 10 Converse com IBRACON
- 12 Encontros e Notícias
- 18 Personalidade Entrevistada: Evandro Porto Duarte
- 69 Mantenedor
- 77 Mercado Nacional
- 102 Entidades da Cadeia
- 114 Acontece nas Regionais

### ESTRUTURAS EM DETALHES

- 26 Pisos industriais protendidos com cordoalha engraxada
- 32 Dimensionamento no ELU de viga pré-moldada protendida
- 43 Capitéis protendidos com aberturas adjacentes aos pilares
- 48 Situações limite para vigas pré-fabricadas
- 57 Alvenaria estrutural protendida
- 64 Reservatórios protendidos



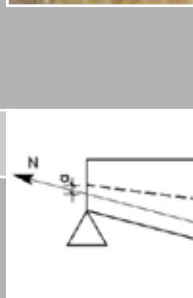
### INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

- 72 Reabilitação de ponte com protensão externa



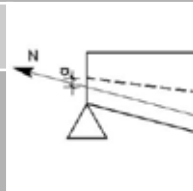
### INDUSTRIALIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO

- 80 Concreto protendido nas estruturas pré-fabricadas



### ENTENDENDO O CONCRETO

- 86 A protensão como carregamento
- 92 Projeto e cálculo de uma viga isostática de concreto protendido – Parte I



### PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

- 104 CAR com pó de pedra em substituição parcial ao cimento

### NORMALIZAÇÃO TÉCNICA

- 112 Comitê Técnico revisa normas para ensaio de alvenaria e norma de tirantes



#### REVISTA OFICIAL DO IBRACON

Revista de caráter científico, tecnológico e informativo para o setor produtivo da construção civil, para o ensino e para a pesquisa em concreto.

#### ISSN 1809-7197

Tiragem desta edição: 5.500 exemplares  
Publicação trimestral distribuída gratuitamente aos associados

#### JORNALISTA RESPONSÁVEL

→ Fábio Luís Pedrosa - MTB 41.728  
fabio@ibracon.org.br

#### PUBLICIDADE E PROMOÇÃO

→ Arlene Regnier de Lima Ferreira  
arlene@ibracon.org.br  
→ Hugo Rodrigues  
hugo.rodrigues@abcp.org.br

#### PROJETO GRÁFICO E DTP

→ Gill Pereira  
gill@ellementto-arte.com

#### ASSINATURA E ATENDIMENTO

office@ibracon.org.br

#### GRÁFICA

Ipsis Gráfica e Editora  
Preço: R\$ 12,00

As ideias emitidas pelos entrevistados ou em artigos assinados são de responsabilidade de seus autores e não expressam, necessariamente, a opinião do Instituto.

© Copyright 2015 IBRACON

Todos os direitos de reprodução reservados. Esta revista e suas partes não podem ser reproduzidas nem copiadas, em nenhuma forma de impressão mecânica, eletrônica, ou qualquer outra, sem o consentimento por escrito dos autores e editores.

#### PRESIDENTE DO COMITÊ EDITORIAL

→ Eduardo Barros Millen (estruturas)

#### COMITÊ EDITORIAL – MEMBROS

- Arnaldo Forti Battagin (cimento e sustentabilidade)
- Elton Bauer (argamassas)
- Enio Pazini de Figueiredo (durabilidade)
- Evandro Duarte (protendido)
- Frederico Falconi (projetista de fundações)
- Guilherme Parsekian (alvenaria estrutural)
- Hugo Rodrigues (cimento e comunicação)
- Inês L. da Silva Battagin (normalização)
- Íria Lícia Oliva Doniak (pré-fabricados)
- José Tadeu Balbo (pavimentação)
- Nelson Covas (informática no projeto estrutural)
- Paulo E. Fonseca de Campos (arquitetura)
- Paulo Helene (concreto, reabilitação)
- Selmo Chapira Kuperman (barragens)



#### IBRACON

Rua Julieta Espírito Santo Pinheiro, 68 – CEP 05542-120  
Jardim Olímpia – São Paulo – SP  
Tel. (11) 3735-0202



#### INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO

Fundado em 1972  
Declarado de Utilidade Pública Estadual | Lei 2538 de 11/11/1980  
Declarado de Utilidade Pública Federal | Decreto 86871 de 25/01/1982

**DIRETOR PRESIDENTE**  
Túlio Nogueira Bittencourt

**DIRETOR 1º VICE-PRESIDENTE**  
Julio Timerman

**DIRETOR 2º VICE-PRESIDENTE**  
Nelson Covas

**DIRETOR 1º SECRETÁRIO**  
Antonio D. de Figueiredo

**DIRETOR 2º SECRETÁRIO**  
Arcindo Vaquero Y Mayor

**DIRETOR 1º TESOUREIRO**  
Claudio Sbrighi Neto

**DIRETOR 2º TESOUREIRO**  
Carlos José Massucato

#### DIRETOR DE MARKETING

Hugo da Costa Rodrigues Filho

#### DIRETOR DE EVENTOS

Luiz Prado Vieira Júnior

#### DIRETORA TÉCNICA

Inês Laranjeira da Silva Battagin

#### DIRETOR DE RELAÇÕES INSTITUCIONAIS

Ricardo Lessa

#### DIRETOR DE PUBLICAÇÕES E DIVULGAÇÃO TÉCNICA

Paulo Helene

#### DIRETORA DE PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

Ana Elisabete Paganelli Guimaraes A. Jacintho

#### DIRETORA DE CURSOS

Íria Lícia Oliva Doniak

#### DIRETORA DE CERTIFICAÇÃO DE MÃO DE OBRA

Roseni Cezimbra





# IBRACON: o Concreto a serviço do desenvolvimento da Infraestrutura

Caro leitor,

Teremos mais uma vez o prazer de lhe enviar a nossa Revista Concreto & Construções. Nesta 78ª edição, estamos enfocando o tema “Concreto Protendido”. O concreto protendido é uma tecnologia vital para a construção de pontes, torres, barragens, e outras construções de grande porte, essenciais para o desenvolvimento de nossa carente e insuficiente infraestrutura de transportes, de saneamento e de energia. Ao longo desta edição, serão abordados diferentes aspectos sobre a adequada utilização desta tecnologia.

O concreto é um material versátil e moderno, que se torna, portanto, fundamental para construção da infraestrutura do nosso país. A tecnologia do concreto protendido vem se desenvolvendo bastante, principalmente no setor de pré-moldados de concreto. Ela vem ainda se adequando e utilizando equipamentos mais leves, que possibilitam sua aplicação mais generalizada. As lajes de concreto protendido são hoje uma realidade em muitos de nossos edifícios residenciais e comerciais.

O setor da construção civil está passando por um ano difícil, face às dificuldades de ajustes econômicos e orçamentários necessários no setor público e no setor privado. Porém, cabe lembrar que são nas situações de crise que aparecem as grandes oportunidades para uma etapa seguinte de desenvolvimento. O IBRACON tem o compromisso com o nosso país e com os nossos associados de continuar aperfeiçoando o nosso setor. Já o fizemos antes em condições muito mais adversas de estagnação econômica, e nem por isso nos deixamos abater. Nosso setor é vital para o crescimento do país e para a construção de uma sociedade mais justa e mais moderna. Não é hora de desânimo! Vamos trabalhar, que certamente tempos melhores virão.

Realizaremos no final de outubro o 57º Congresso Brasileiro do Concreto (57º CBC), em conjunto com a nossa FEIBRACON (Feira Brasileira das Construções em Concreto), na paradisíaca

cidade de Bonito, onde contamos com apoio da Regional do Mato Grosso do Sul, liderada pela Professora Sandra Bertocini. A Profª Sandra é um exemplo de persistência e dedicação à causa do concreto e do desenvolvimento do Mato Grosso do Sul. Ela é uma exemplo a ser seguido nestes momentos de incerteza. O nosso evento futuro já vem se configurando como um enorme sucesso. Receberemos por volta de 1.200 resumos! Praticamente, as acodomações em Bonito estão quase todas reservadas com antecedência. Portanto, se você pretende ir, não perca tempo e faça suas reservas.

No 57º CBC, além dos tradicionais temas voltados à Gestão e Normalização, Materiais e Propriedades, Projeto de Estruturas, Métodos Construtivos, Análise Estrutural, Materiais e Produtos Específicos, Sistemas Construtivos Específicos e Sustentabilidade, teremos eventos paralelos, tais como a 3ª *International Conference on Best Practices for Concrete Pavements*, o Simpósio de Estruturas de Fundações, o Simpósio de Modelagem Numérica de Estruturas de Concreto e o Simpósio de Durabilidade. Os eventos paralelos permitem a abordagem de forma específica de assuntos estratégicos importantes. E não será diferente em Bonito! Teremos ainda os tradicionais cursos e lançamentos editoriais (mais informações no site [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br))

Contamos com o apoio de todos nossos associados para realizarmos também em 2015 mais um evento memorável para nosso setor. Participar do IBRACON é um investimento baixo e garantido para o futuro e não uma despesa supérflua a ser cortada em momentos de crise.

O IBRACON precisa da sua participação e do seu entusiasmo para construirmos um Instituto cada vez melhor e mais forte! Participe!

TÚLIO N. BITTENCOURT  
PRESIDENTE DO IBRACON

# Criação do Comitê Técnico sobre o concreto autoadensável

com muita satisfação que informamos aos leitores desta revista que foi criado o Comitê Técnico CT202 – Comitê de Concreto Autoadensável. O objetivo deste é entregar para a comunidade da construção um procedimento completo a respeito desta importante tecnologia de concreto, com suas atualizações, desafios e oportunidades. O comitê é coordenado por mim, pelo secretário Prof. Ms. Roberto Christ (Unisinos) e pela diretora técnica Eng. Inês Battagin (ABNT/IBRACON).



nacionais e internacionais, e principais publicações da área, focam a dosagem e os ensaios no estado fresco, assumindo que o restante do processo é o mesmo utilizado para o concreto convencional. A intenção do Comitê é aprofundar estes pontos e estabelecer procedimentos para as etapas de uso, como bombeamento, lançamento, acabamento, controle tecnológico, cura, desforma e vida útil da estrutura com o CAA.

Para isso, o Comitê está buscando a integração dos diversos setores envolvidos na produção do concreto

autoadensável, com representantes do meio acadêmico e do meio técnico, fortalecendo o uso e desenvolvimento dessa tecnologia. Através de um levantamento das práticas realizadas pelos profissionais da área, serão elaboradas recomendações para auxiliar a normalização brasileira e fortalecer a representação nacional em trabalhos internacionais de normalização, especialmente no âmbito da ISO TC71/SC1/WG2 (*Testing of concrete – Properties of self-compacting concrete*), apoiando a nossa representante, Prof. Monica Barbosa.

No dia 17 de março de 2015, ocorreu a primeira reunião do CT 202, reunindo cerca de 20 profissionais da área em Porto Alegre. No dia 14 de abril ocorreu a segunda reunião, enquanto que a terceira se deu no dia 05 de maio. Na primeira reunião apresentamos os objetivos e desafios do comitê e formamos a equipe, que ainda está aberta para novas adesões dos sócios do Ibracon. Na segunda reunião dividimos o comitê em 3 subcomitês, para dividir tarefas e otimizar o trabalho. Na última reunião tivemos a oportunidade de apresentar os primeiros resultados e discutir os textos já elaborados, avançando bastante em relação ao tema.

Os três subcomitês criados obedeceram as etapas de produção do concreto autoadensável, sendo esses: (1) métodos de dosagem e caracterizações dos materiais, coordenado pelo Eng Fabio Viecili (MC Bauchemie/ Concretus); (2) ensaios no estado fresco, coordenado pelo Prof. Dr. Bernardo Tutikian (Unisinos); e (3) cuidados na

O cenário para a criação deste comitê é favorável ao uso do concreto autoadensável em construções convencionais, especiais e indústria de pré-fabricados, tanto no Brasil como no exterior. Constata-se, no entanto, que normas



execução e rastreabilidade, coordenado pelo Eng. Maurício Bianchini (Supermix). A criação desses subcomitês permite um maior diálogo entre os profissionais de cada área de atuação, que, sob diferentes pontos de vista, poderão preencher lacunas do setor, como métodos de rastreabilidade do CAA, tipos e periodicidade de ensaios de aceitação e caracterização nas suas diferentes aplicabilidades. Ressalta-se a diferença de perfil dos coordenadores dos subcomitês, com representatividade da academia, setor de aditivos químicos e setor de empresas prestadoras de serviço de concretagem. Ainda, diversos outros profissionais qualificados compõem os subcomitês, com representantes de consultores, da indústria de pré-fabricados, projetistas, associações e construtores.

O comitê vem realizando reuniões presenciais e virtuais, com frequência mensal para acompanhar o desenvolvimento dos trabalhos. De modo a construir uma base de conhecimento sólida, busca-se constantemente a opinião de profis-

sionais de todos os setores da produção do concreto auto-adensável para que as recomendações elaboradas atendam às necessidades de todas as etapas da cadeia produtiva. O comitê está aberto a todos que se interessem em participar, convidando-os a integrar o grupo e contribuir para o desenvolvimento da área.

É importante ressaltar que se pretende entregar para a comunidade técnica e acadêmica o documento revisado pela diretoria do IBRACON no 57º Congresso Brasileiro do Concreto, que ocorrerá de 27 a 30 de outubro, em Bonito, Mato Grosso do Sul.

Interessados em participar com as discussões, entrem em contato pelos e-mails: [bftutikian@unisinios.br](mailto:bftutikian@unisinios.br) ou [rchrist@unisinios.br](mailto:rchrist@unisinios.br).

PROF. DR. BERNARDO TUTIKIAN

PROFESSOR NA UNISINOS (ITT PERFORMANCE/PPGEC/MPARQ) E

DIRETOR REGIONAL DO IBRACON NO RIO GRANDE DO SUL 

## A INDÚSTRIA DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS NO BRASIL TEM VIABILIZADO IMPORTANTES PROJETOS.



**As vantagens deste sistema construtivo, presente no Brasil há mais de 50 anos:**

- Eficiência Estrutural;
- Flexibilidade Arquitetônica;
- Versatilidade no uso;
- Conformidade com requisitos estabelecidos em normas técnicas ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas);
- Velocidade de Construção;
- Uso racional de recursos e menor impacto ambiental.

CONHEÇA NOSSAS AÇÕES INSTITUCIONAIS  
E AS EMPRESAS ASSOCIADAS.

[www.abcic.org.br](http://www.abcic.org.br)

  
Associação Brasileira da Construção  
Industrializada de Concreto

ENVIE SUA PERGUNTA PARA O E-MAIL: [fabio@ibracon.org.br](mailto:fabio@ibracon.org.br)

## PERGUNTAS TÉCNICAS

QUAL É O CÁLCULO MAIS ADEQUADO DO ALONGAMENTO DO AÇO PARA TIRANTES ANCORADOS EM SOLO (FIOS, CORDOALHAS OU MONOBARRAS)?

FREDERICO FALCONI

ZF ENGENHEIROS ASSOCIADOS E MEMBRO DO COMITÊ EDITORIAL

O alongamento teórico de um dado cabo é função de:  $\Delta L = N L / E a S$

- 1- Força de Protensão N (no caso de tirantes, a força introduzida neste e, no caso de cabos, a média ao longo de seu comprimento);
- 2- Comprimento do cabo L (no caso de cabos, o comprimento de ancoragem a ancoragem e, no caso de tirantes, existem duas parcelas, a saber: a 1ª parcela e mais importante, que é o comprimento de fundo de macaco ao início do trecho ancorado no solo, e uma 2ª parcela, a mobilização de deformação do aço no trecho ancorado e a deformação relativa no solo, cujo valor é muito imponderável);
- 3- O Módulo de Deformação Longitudinal do Aço Ea (valor este retirado do Ensaio do Aço de Protensão e que, infelizmente, apresenta às vezes resultado inconsistente devido ao não correto procedimento de ensaio no laboratório);
- 4- O Valor da área do aço de protensão S.

A denominação "Alongamento Teórico" se deve ao fato de que ao ser calculado pelo Projetista este ainda não dispõe dos valores corretos advindos de uma aquisição posterior deste material (aço de protensão); portanto, torna-se indispensável que seja refeito o valor deste alongamento para o denominado "Alongamento Teórico Corrigido" (valor corrigido pra os pretensos valores reais do aço adquirido para a obra, Ea e S). Assim sendo, no caso dos cabos de protensão, o valor do Alongamento Real conquistado na obra por ocasião

da protensão dos cabos deve ser comparado com este alongamento teórico por valores preconizados pela Norma, apenas levando-se em conta que existem variações relativas as perdas de atrito no cabo entre a real e a calculada, diferença entre a efetiva força introduzida e as perdas internas dos equipamentos de protensão, comprimento efetivo real do cabo, pois a leitura não é feita entre ancoragens, e sim entre fundos de macacos, e das variações reais de Ea e S dos cabos e dos resultados advindos do ensaio em laboratório.

Sendo assim, no caso de tirantes, este valor fica mais ainda prejudicado, tendo em vista a inferência dos valores de deformação relativa do bulbo (trecho ancorado no solo) e de uma deformação adicional do cabo no interior deste bulbo. Portanto, no caso de tirantes, recomendaria que fossem realizadas medições práticas em campo para adicionar um valor a mais nestes tirantes advindos da denominada 2ª parcela, anteriormente definida. Cabe aqui frisar que os resultados de campo no caso dos cabos de protensão em peças protendidas já tem sofrido uma razoável penalização relativa ao pequeno valor de variação do Alongamento Real x Alongamento Teórico permitido pela Norma, devido aos valores encontrados de variação real nos Ensaio do Módulo de deformação Longitudinal do aço de protensão (chegam a atingir uma faixa de 6% a 8%). Deixando então uma pequena margem de variação para os valores que efetivamente devam ser levados em conta pela variação dada pela Norma, a saber: Variação do valor da força de protensão no cabo pela diferença efetiva da perda por atrito no cabo e da diferença por perda interna dos equipamentos de protensão (admite-se ser 3%); Comprimento Real do cabo por ocasião da leitura que é feita de fundo a fundo de macaco de protensão; Va-

riação dos Resultados dos Ensaio do aço de protensão.

EVANDRO DUARTE, MACPROTENSÃO E MEMBRO DO COMITÊ EDITORIAL

## NETIQUETA

VOCÊ SABE O QUE É ISTO?

Por conta da falta de sensibilidade, para dizer o mínimo, de alguns profissionais para com seus interlocutores em grupos e fóruns de discussão on-line, é mais que oportuno divulgar este conceito que surgiu com o uso e popularização da internet.

A netiqueta nada mais é que um conjunto de normas de conduta social que se recomenda observar na internet. Junção das palavras "net" (que significa "rede") e "etiqueta", trata-se de um conjunto de recomendações com vistas a se criar um ambiente saudável, produtivo, respeitoso e eficiente para as comunicações eletrônicas.

As regras podem variar desde a mais mezinha norma de conduta social, como respeitar para ser respeitado, passando por regras de boa educação, como não responder com palavrões, por regras para uma boa comunicação, como usar pontuação, ser claro e fazer uso da força das ideias e dos argumentos, por normas de conduta ética, como a de não copiar textos de conteúdo protegido ou a de citar a fonte de texto com cópia autorizada, até recomendações típicas do ambiente da web, como evitar enviar mensagens exclusivamente com letras maiúsculas, grifos exagerados, com recursos de formatação de texto em excesso, "emojicons", acrônimos e "internetês". Sendo assim, é melhor se informar bem sobre o assunto antes de enviar seu próximo e-mail, participar de um fórum on-line de discussão ou de deixar seu 'scrap' no Facebook. A aldeia global agradece. 📧



# O ANTES E DEPOIS DA NOSSA FACHADA.



*Estamos de cara nova: modernizamos a marca, e nossas embalagens estão com novo design e, dentro delas, a mesma qualidade e tecnologia em que você sempre confiou.*

*Vedacit. Inovar é nossa tradição.*

## Segurança nas Estruturas



Com informações sobre os diversos métodos já adotados para assegurar a segurança das estruturas, entendida como a capacidade da estrutura de suportar as forças a que estará submetida durante sua vida útil, a obra oferece um panorama sobre a evolução do tema, com justificativas para explicar as constantes modificações nos procedimentos de segurança.

Voltada para os alunos dos cursos de Engenharia Civil, Arquitetura e Tecnologia, a publicação divide-se em sete capítulos, que abordam, respectivamente, os conceitos básicos e a evolução histórica da segurança nas estruturas; o método do coeficiente

de segurança interno; o método do coeficiente de segurança externo; o método das tensões admissíveis; os métodos probabilísticos; o método dos estados limites; um capítulo dedicado a exemplos de aplicação resolvidos e propostos.

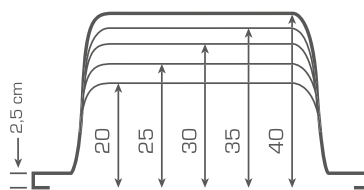
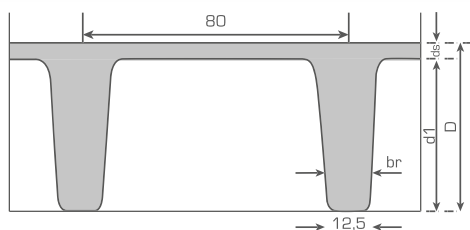
O livro consiste na ampliação e sistematização de notas de aulas, muitas das quais apoiadas nos trabalhos do engenheiro Ivan Lippi Rodrigues e na apostila do professor Décio Leal de Zagottis, de seus autores, os professores do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP).

→ **Mais informações:**  
[www.elsevier.com.br](http://www.elsevier.com.br)



Lages Shopping Center - Lages / SC

### FÔRMAS CIENTIFICAMENTE PROJETADAS PARA EVITAR DEFORMAÇÕES DURANTE A CONCRETAGEM



Ao utilizar a fôrma 80x72,5 cm, o cliente encontra à sua disposição alguns fornecedores, podendo negociar melhores preços.

Disponibilizamos meias-fôrmas em todas as alturas citadas acima.

31 3392.6550 • 9712.6642  
 contato@brasilformas.com  
 www.brasilformas.com



## Obras de concreto de Itaipu: desenvolvimento, controle, qualidade, durabilidade... 40 anos depois

ançado no último dia 12 de maio, durante o XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens, em Foz do Iguaçu, no Paraná, o livro de autoria dos engenheiros Francisco Andriolo e

Ideval Betioli disponibiliza para a comunidade técnica, aos estudantes e técnicos em formação, as noções de planejamento, as rotinas e as ações inerentes ao sistema de controle de

qualidade dos materiais e concretos empregados na construção de Usina de Itaipu.

A obra, de mais de 1600 páginas, descreve os procedimentos adotados nas diversas etapas desenvolvidas para as construções

de concreto das obras de Itaipu, desde a fase de concepção do sistema de controle, passando pela formação das equipes e capacitação dos profissionais, até à evidenciação dos dados de controle dos materiais, com seus baixos índices de rejeição, mesmo para materiais fornecidos a mais de 2000 km de distância do canteiro de obras.

Sob o patrocínio de Itaipu Binacional, o livro, editado eletronicamente pela Editora Cubo em quatro idiomas (português, espanhol, inglês e francês), está disponível gratuitamente nos sites: [www.andriolo-eng.com](http://www.andriolo-eng.com); [www.livrariacubo.com.br](http://www.livrariacubo.com.br); [www.itaipu.gov.br](http://www.itaipu.gov.br); e [www.cbdb.org.br](http://www.cbdb.org.br).



**CIMENTO NACIONAL.**  
O CIMENTO COM A FORÇA DO BRASIL  
É SEMPRE UMA GARANTIA DE  
QUALIDADE NA SUA OBRA.



O **Cimento Nacional** tem maior rendimento na aplicação, com grande aderência, alta resistência, qualidade constante e uniforme. É cimento forte, moderno, de alta tecnologia.

Com o **Cimento Nacional** você tem qualidade superior e alta performance em todo tipo de aplicação.

**Cimento Nacional**, o cimento com a força do Brasil.



[www.cimentonacional.com.br](http://www.cimentonacional.com.br)  
CAC - 0800 201 0021

## Conferência Internacional “Multi-span large bridges”

Organizada pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), a Conferência Internacional “Multi-span large bridges” acontece de 01 a 03 de julho, na cidade do Porto, em Portugal.

Entre os temas que serão debatidos, destacam-se o projeto estrutural, métodos construtivos inovadores, investigações geotécnicas, fundações especiais, ciclo de vida, monitoramento e manutenção, incidentes

e acidentes, logística, durabilidade, novos materiais, cargas extremas, reabilitação, análise de risco operacional e segurança.

→ **Informações:**

<http://paginas.fe.up.pt/~mslb2015/authors.html>

## Congresso Ibero-Americano de Betão Autocompactável

O Congresso Ibero-americano de Betão Autocompactável, que acontece nos dias 6 e 7 de julho, na Faculdade de Engenharia da Universi-

dade do Porto, em Portugal, objetiva discutir e o intercambiar experiências sobre as possibilidades e os desafios do betão auto-compactável (BAC), nas

suas vertentes tecnológica, científica e de aplicação.

→ **Informações:**

<http://paginas.fe.up.pt/~bac2015>

## 14º Simpósio Brasileiro de Impermeabilização

A décima quarta edição do Simpósio Brasileiro de Impermeabilização acontece de 15 a 17 de julho de 2015, no Espaço APAS, em São

Paulo. Promovido pelo Instituto Brasileiro de Impermeabilização (IBI), o evento vai congrega os profissionais e estudantes em torno do tema “A

relevância da impermeabilização na construção civil”.

→ **Informações:**

[www.ibibrasil.org.br/simposio2015](http://www.ibibrasil.org.br/simposio2015)

## COM VOCÊ DO PROJETO AO ACABAMENTO

Rapidez e economia para sua obra.

### Concretos Especiais



**Concreto Autoadensável**



**Concreto de Alto Desempenho (CAD)**



**Concreto Permeável**



**Ecomix**



**Projetado**



**Submerso**

### Tipos de Aplicação



#### Bombeável

Permite concretagem em grandes alturas e locais de difícil acesso, reduzindo custos.



#### Convencional

Usado em obras de pequeno porte, quando não é possível bombear o concreto.

## Congresso Internacional em Reabilitação de Construções

O Congresso Internacional em Reabilitação de Construções (Conpat 2015) vai ocorrer em Lisboa, Portugal, de 08 a 10 de setembro de 2015, com a finalidade de divulgar as melhores estratégias e tecnologias para o setor de reabilitação das construções, com a

apresentação de casos práticos da Europa, América e África por especialistas reconhecidos internacionalmente.

Promovido pela Alconpat (Associação de Patologia das Construções), o evento oferecerá também os cursos: Patologia das Construções; Reabili-

tação das Construções; Manutenção das Construções; Concepção, Projeto e Construção de Estruturas FRP; Concretos Especiais; e Controle Técnico da Qualidade da Construção.

→ **Informações:**

[www.conpat2015.com](http://www.conpat2015.com)

## Conferência Internacional sobre Concreto Estrutural Sustentável

Fórum internacional para cientistas, engenheiros, empresários e construtores discutirem os avanços no conhecimento técnico, nas pesquisas e inovações sobre o concreto sustentável sob diversas perspectivas, a Conferência Internacional sobre Concreto Estru-

tural Sustentável acontece de 15 a 18 de setembro de 2015, na cidade de La Plata, na Argentina.

Promovida pela Associação Argentina de Tecnologia do Concreto (AATH), Associação Argentina do Concreto Estrutural (AAHES), Laboratório de

Treinamento Multidisciplinar para a Investigação Tecnológica (LEMIT) e União dos Laboratórios e Especialistas em Materiais, Sistemas e Estruturas (RILEM).

→ **Informações:**

[www.sustainconcrete2015.com.ar](http://www.sustainconcrete2015.com.ar)

# consultoria e projetos estruturais



*recuperação e reforço de edificações*



*adequação funcional de obras de arte*

*projetos de obras de arte*



*viabilização de tráfego de cargas especiais*

*soluções de qualidade*

[www.engeti.eng.br](http://www.engeti.eng.br)

Avenida argêlica, 1996, conj. 404 - Consolação, São Paulo - SP - CEP: 01228-200 Tel: (11) 3666-9289



## DAM World 2015 recebeu profissionais dos cinco continentes

Com 210 participantes vindos de cerca de 30 países, a Segunda Conferência Internacional sobre Grandes Barragens (*DAM World 2015*), ocorrida de 21 a 24 de abril, em Lisboa, Portugal, apresentou e discutiu os temas de maior relevância para os profissionais que lidam com grandes barragens no mundo.

Com a apresentação de 90 artigos técnicos,

os temas de destaque foram os métodos de avaliação de risco e as opções para o planejamento de emergência, seguido pelo avanço no monitoramento de barragens por meio de novas metodologias de análise de dados e novas instrumentações, com ênfase no controle da segurança. Comportamento dos materiais, embasado em estudos numéricos e experimentais, e tecnologias construtivas foram outros temas que se sobressaíram nas apresentações. Os cinco melhores trabalhos apresentados foram publicados na revista "*Dam Engineering*".

Além das apresentações

de artigos, a Conferência contou com sete palestras especializadas, três seminários sobre temas da engenharia de barragens, uma sessão especial sobre a segurança de barragens, um workshop para jovens profissionais, uma exibição técnica de produtos e serviços de companhias internacionais e uma visita técnica a uma barragem em construção no norte de Portugal.

A Conferência foi organizada conjuntamente pelo LNEC (Laboratório Nacional para Engenharia Civil) e pelo IBRACON, tendo o apoio do CBDB (Comitê Brasileiro de Grandes Barragens) e CNPGB (Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens).



Para construir seus projetos mais importantes, conte com a força do vergalhão Gerdau GG 50. **A força da transformação.**

Ogilvy



### O aço da Gerdau tem a força da transformação.

A qualidade da sua obra começa pela estrutura. Por isso, conte com a força do vergalhão Gerdau GG 50. Com ele, você tem a resistência que sua construção precisa, além de toda a confiança de uma marca que você já conhece. **Vergalhão é Gerdau GG 50.**



[www.gerdau.com.br](http://www.gerdau.com.br)



## Master em Patologia Avançada no México

A 4ª edição do Master Internacional em “Patologia Avançada I – Técnicas Avançadas para Diagnóstico de Manifestações Patológicas em Estruturas, Concreto e Materiais” aconteceu, no México, entre os dias 27 de abril e 1º de maio.

O curso contou com a supervisão do Prof. Pedro Castro Borges, pesquisador titular do CINVESTAV (Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto Politécnico Nacional), membro da AMC (Academia Mexicana de Ciência) e coordenador internacional do curso.

Um dos participantes, o aluno Diogo Nicoletti, destacou o networking com profissionais de altíssimo nível como um dos principais pontos positivos do Master. “O curso superou todas minhas

expectativas, tanto na parte do conhecimento técnico, que vai muito além do que vivenciamos no dia a dia da Engenharia, como na oportunidade de estar na presença de profissionais altamente comprometidos com a pesquisa como são os pesquisadores do CINVESTAV”, avaliou. Desenvolvido pelo IDD em parceria com o CINVESTAV, o curso propiciou aos participantes o aprendizado de recentes técnicas da área de Patologia, com a utilização de equipamentos com tecnologia avançada,



DIVULGAÇÃO/IDD

além de visitas técnicas em obras nas cidades de Progreso e San Crisanto. “Foi uma profunda imersão no conhecimento das manifestações patológicas em estruturas”, afirmou o diretor de planejamento do IDD e diretor técnico do IBRACON-PR, Cesar Daher. 📍

**GRACE**  
Talent | Technology | Trust™

Aditivos Redutores de Água

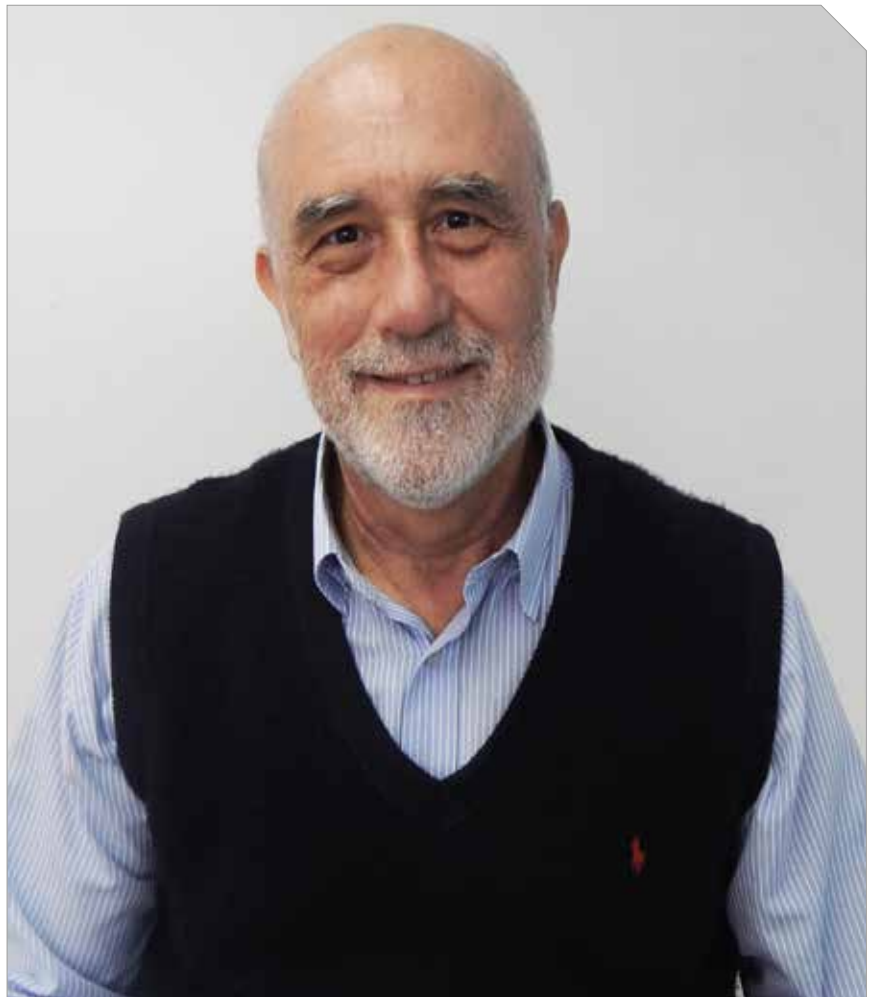
# Evandro Porto Duarte

Evandro Duarte é autor de mais de 350 projetos de Obras de Arte – pontes e viadutos e de 15 obras portuárias, dentre elas o Porto de Itaqui, em São Luís do Maranhão. Diretor da Portante Engenharia, é o responsável técnico por mais de 2000 projetos estruturais e diretor da MAC-Protensão, é o responsável por mais de 1400 obras protendidas no Brasil e no exterior.

Seu interesse pela engenharia civil começou numa aula de geometria descritiva. “Eu conseguia visualizar facilmente as estruturas no espaço!”. Já, o gosto pelo concreto protendido foi despertado pelo professor Bruno Contarini, por ele conciliar a teoria com a prática.

Formado em engenharia civil pela Pontifícia Universidade Católica (PUC) do Rio de Janeiro, em 1971, seu interesse em dar aulas foi despertado ainda na universidade pelo professor Domício Moreira Falcão através da monitoria, levando-o a ser professor de hiperestática e concreto protendido, na PUC-RJ, de 1971 a 1975, no Instituto Militar de Engenharia (IME), de 1998 a 2004, e na Universidade do Estado do Rio de Janeiro, de 1977 a 2011. Além disso, proferiu palestras e cursos por todo o Brasil sobre a aplicação da protensão.

Antes de fundar a Portante Engenharia e a Mac Protensão, Evandro Duarte foi gerente no escritório de projetos da STUP, empresa que introduziu o concreto protendido no Brasil.



**IBRACON** – CONTE-NOS SOBRE SUA TRAJETÓRIA PROFISSIONAL. QUAIS FORAM SUAS MOTIVAÇÕES PARA CURSAR ENGENHARIA CIVIL E AS RAZÕES QUE O CONDUZIRAM A ESPECIALIZAR-SE EM PROTENSÃO?

**EVANDRO PORTO DUARTE** – No início, eu queria ser jogador de vôlei. A prática do vôlei me dava um retorno rápido, tanto em relação à técnica de jogar quanto em relação ao preparo físico. Deste modo, não tinha muito interesse pelas aulas, não fui um bom aluno até o ginásio. Mas, no científico, vieram as matérias mais ligadas à prática, às carreiras profissionais, que chamaram minha atenção. Na disciplina de geometria descritiva, eu, quase o último aluno na turma, entendia tudo o que o professor falava, enquanto os outros colegas de classe tinham dificuldade para entender. E este envolvimento com a geometria descritiva, que muito me ajudou na profissão que exerço, seja na visualização mental das coisas no espaço, seja na contribuição com minha habilidade no desenho (o croqui que desenho é facilmente compreendido por todos), foi o que mais me motivou na escolha da engenharia civil. A geometria descritiva me despertou a vontade de aprender, ao invés de ter que estudar, atividade esta que carrega a obrigatoriedade de aceitar e repetir, em oposição àquela que traz a vontade de observar e entender. A partir daí veio o interesse pelas outras matérias: física,

matemática, química etc. E de último aluno me tornei uns dos primeiros da turma. A ponto de um diretor do colégio espiar quando eu fazia prova para tentar me pegar colando.

Quando passei em engenharia civil na PUC do Rio de Janeiro, em 1968, o reitor veio até mim e me disse: “Eu não precisei fazer você passar, você passou por seu mérito!”. Isto porque a PUC-RJ tinha a filosofia das universidades norte-americanas de buscar profissionais de esporte que desportavam, facilitando seu acesso na universidade, para integrar no seu corpo discente o desenvolvimento físico e mental. O gostar de aprender tornou-se tão crescente em mim que, no terceiro ano da faculdade, fiz monitoria na disciplina de hiperestática. E terminei a faculdade de cinco anos, em quatro. Neste período, eu tive dois grandes professores, um deles foi o que me levou a fazer monitoria em hiperestática, que foi o Domício Moreira Falcão, professor da PUC e do IME. No final do curso de sua disciplina, ele me convidou a ser monitor. Ele me disse: “Neste período das férias de meio de ano leva os meus apontamentos de aula e pensa sobre a proposta”. Os apontamentos eram tão brilhantes, que o José Carlos Sussekind, seu aluno numa turma anterior e também convidado para ser monitor na disciplina, aproveitou e, tempos depois, escreveu seu brilhante livro sobre

hiperestática. Ao iniciar o semestre letivo, disse ao Domício: “Gostei muito de seus apontamentos e vou me aprofundar no assunto, mas, creio, que dar aulas não é para mim. Eu não sei ensinar!”. Ele malandramente retrucou: “Seu Evandro, respeito o que você está dizendo, mas estou com um sério problema hoje: vou ter uma reunião como reitor da faculdade no horário da minha aula. Vai lá e dá essa primeira aula; depois não insistirei mais com você!”. Fui, dei a aula e saí sem convencimento de que eu tinha dado uma boa aula. Ao expor isso ao Domício, ele me respondeu: “Na minha primeira vez como professor, um aluno disse, quando eu estava virado para o quadro-negro, que se aquilo era dar aula, ele seria também capaz de dar!”. Aquela frase me convenceu a aceitar a monitoria e a exercer a profissão de professor por 40 anos, aposentando-me como professor das disciplinas de hiperestática e de concreto protendido na Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ).

Outro grande professor deste período foi o Bruno Contarini, porque foi o professor da prática, que mostrava como aplicar a teoria. Da mesma forma que o professor de geometria descritiva abriu minha mente para visualizar as coisas no espaço, o Bruno iluminou minha mente sobre o concreto protendido, mostrando como o protendido concilia a teoria com a



A GEOMETRIA  
DESCRITIVA ME  
DESPERTOU A VONTADE  
DE APRENDER, AO INVÉS  
DE TER QUE ESTUDAR



“

## NO SETOR DE PROJETOS, DEVEM TER IO MIL CALCULISTAS DE CONCRETO ARMADO; DESSES, TALVEZ UNS 200 SAIBAM CALCULAR CONCRETO PROTENDIDO

”

prática. E isto despertou meu interesse pelo concreto protendido.

**IBRACON** – POR QUAIS EMPRESAS E CARGOS PASSOU E EM QUAIS OBRAS

PARTICIPOU QUE MAIS SIGNIFICATIVAMENTE CONTRIBUÍRAM PARA SEU APRENDIZADO E FORMAÇÃO?

**EVANDRO PORTO DUARTE** – No final da faculdade, estagiava numa empresa de

projeto de edifícios, a Seebla (Serviço de Engenharia Emílio Baumgart Limitada). Mas, meu interesse era pelo concreto protendido. Lendo o jornal, encontrei um anúncio de uma empresa de concreto protendido contratando engenheiro. Fui lá. Era uma empresa francesa que, na época, concentrava 90% do mercado de concreto protendido no Brasil, com seu sistema Freyssenet, a STUP. O responsável pelo escritório de projetos da STUP entrevistou-me por três horas, questionando-me sobre protensão e hiperestática. Depois disso, ele disse que estava contratado. Depois de um tempo, passei a gerente no

escritório de projetos da STUP. Foi uma experiência incrível porque trabalhei no projeto de todas as obras de protensão no Brasil, inúmeras obras de pontes e viadutos, barragens e reservatórios, como o reforço do Elevado Paulo Frontin, que havia caído, em 1970. Passei oito anos na STUP. Após esse período, o Governo Brasileiro proibiu a especificação exclusiva do Sistema Freyssenet em projeto, o que fez com que o projeto se desvinculasse do sistema de protensão a ser adotado. Isto fez os franceses da STUP se desinteressarem pela empresa de projetos. O diretor geral da STUP no Brasil, responsável pela introdução da protensão no país, Carlos Freire Machado, fechando o setor de projetos da STUP, disse-me: “Evandro, abre uma sala ao lado. Todo cliente que vier aqui, eu peço para te procurar”. E foi o que fiz. Pedi demissão da STUP, abri a empresa Portante Engenharia e passei a receber os clientes da STUP interessados na contratação de projetos de protensão. Hoje, a empresa tem 35 anos de trabalhos prestados na área de projetos.

O Porto de Itaqui, no Maranhão, foi a primeira obra da Portante Engenharia. Falando da realidade do mercado hoje no Brasil no setor de projetos: devem ter aproximadamente dez mil calculistas de concreto armado; todos saem da faculdade sabendo calcular e projetar edifícios; desses, talvez uns 250 saibam calcular pontes e, talvez, 200 saibam calcular concreto protendido; e, em



**Ezetec Tower, em São Paulo**

“

TIVE TRÊS SORTES: TER TIDO  
PROFESSORES QUE ME DESPERTARAM  
PARA O CONHECIMENTO; TER CONHECIDO  
O DOUTOR MACHADO; E TER  
CONHECIDO A SERVENG

”

uma escala menor algumas empresas e profissionais saibam calcular portos. Isto para mostrar a importância do nosso escritório em projetar o Porto de Itaquí. Participar de uma obra portuária conferiu ao nosso escritório uma diferenciação no mercado brasileiro. Outra via de atuação foi possibilitada pelo relacionamento com o pessoal do antigo DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, atual DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes), em especial com seu diretor de obras, José Rosenfeld. Quando o Governo Federal, acatando o argumento da concorrência desleal às grandes empresas construtoras brasileiras, tornou a Ecex, que construiu a Ponte Rio-Niterói, uma empresa pública para reforço, recuperação e alargamento de obras existentes, impedindo-a de fazer obras novas, o diretor do DNER contratou a Portante para fazer o projeto de recuperação e reforço de pontes para a Ecex.

Por sua vez, quando o Carlos Freire Machado resolveu sair da STUP, me procurei para conversar sobre o assunto e nesta conversa se propôs a ajudar na montagem de uma empresa de protensão. E a MAC-Protensão começou assim, tanto que o ‘MAC’ é uma homenagem ao MACHado! Ele, durante uns cinco anos, ajudou-me com o negócio, com a parte industrial de produzir bainhas, ancoragens,

cunhas; e com a parte de serviços – bombas, macacos, injetoras e outros equipamentos.

Por isso que eu digo: “Na vida, a gente também tem que ter sorte!”. Eu tive três sortes: ter tido professores que me despertaram para o conhecimento; ter conhecido o doutor Machado; e ter conhecido a Serveng, que foi quem me contratou para fazer o projeto do Porto de Itaquí e depois me contratou para fazer muitos outros serviços. Quando resolvi montar a MAC Protensão, fui conversar com o diretor técnico da Serveng, Luiz Alves Coelho, que me disse: “Então, você está contratado!

Córrego Pirajussara, em São Paulo, com três mil vigas protendidas. Pode fazer!”.

**IBRACON** – QUANDO SURTIU A IDEIA DE PROTENDER O CONCRETO? QUAIS FORAM AS PRIMEIRAS FORMAS DE PROTENSÃO DO CONCRETO, QUEM AS INVENTOU, QUANDO E PARA RESOLVER QUAIS PROBLEMAS CONSTRUTIVOS?

**EVANDRO PORTO DUARTE** – O protendido veio de uma origem remota: os conceitos de barril de vinho e da roda de bicicleta. O que é o barril de vinho? São várias tiras de madeira, uma ajustada na outra. Se elas fossem coladas, o barril se abria



Vista do Museu do Amanhã, no Rio de Janeiro, em construção

ao ser preenchido. Para que isso não aconteça, empurra-se contra o barril uma fita metálica de menor diâmetro que o maior diâmetro do barril, que, ao ser forçada contra o barril, estica e, assim, comprime uma peça na outra. Este é o conceito por trás da protensão: uma interação entre os materiais, aproveitando-se das melhores propriedades de cada material (do aço, a tração; da madeira, a compressão).

Em 1896, Monier tentou protender o concreto com vergalhão ao construir uma jardineira. As barras de aço usadas foram puxadas; concretou-se a peça, esperando o concreto adquirir resistência antes de novamente soltar as barras. Dessa forma, a barra de aço, tendendo voltar ao seu tamanho original, não conseguia porque estava aderida ao concreto, comprimindo-o. Com este artifício, criou-se o concreto protendido: o aço tracionado combinado com o concreto comprimido. Mas, quatro anos depois, a jardineira rompeu. Isto é, a ideia não funcionou! Por isso, o pai do concreto protendido não foi Monier. Em 1928, Eugene Freyssenet descobriu o porquê da jardineira ter se partido. A explicação é a seguinte: ao ser solta, a barra de aço comprime o concreto, que encurta, junto com ela; depois, a retração do concreto faz com que a barra encurte mais ainda; e a deformação lenta do



Obras da Barragem de São João, no Rio Grande do Sul

concreto contribui também para o encurtamento da barra de aço; no final, o alongamento inicial sofrido pela barra de aço, por conta desses três fenômenos, era completamente perdido. Dessa forma, a peça deixava de ser protendida: o aço deixava de estar tracionado e, assim, não mais comprimia o concreto, que fissurava e quebrava. Pode-se concluir disso que o problema original era do aço aplicado. Com isso, Freyssenet propôs que se criasse um aço muito alongável que, mesmo após os fenômenos da compressão, retração e fluência, se mantivesse tracionado. Este é o aço da protensão. Da tração original a que é submetido, depois de um longo período, ele mantém de 70 a 80% dela.

Qual é a grande vantagem do concreto protendido? É vencer grandes vãos,

como o de pontes e viadutos. Dessa forma, de 1928 a 1935, Freyssenet desenvolveu um sistema construtivo de concreto protendido para pontes e viadutos, o sistema Freyssenet, comercializado no Brasil pela STUP. Além do aço para protensão, Freyssenet elaborou a bainha por onde esse aço passaria e poderia ser alongado e as ancoragens de argamassa para segurar essas cordoalhas de aço em suas pontas. Com o fim de Segunda Guerra Mundial, a Europa e, principalmente, França e Alemanha, tiveram que ser reconstruídas, principalmente suas pontes e viadutos. Com isso, França e Alemanha assumiram o protagonismo desde então quanto à tecnologia do concreto protendido para pontes e viadutos, com os sistemas alemães e franceses espalhando-se pelo

“

COM ESTE ARTIFÍCIO,  
CRIOU-SE O CONCRETO  
PROTENDIDO: O AÇO  
TRACIONADO COMBINADO  
COM O CONCRETO COMPRIMIDO ”



mundo. A primeira ponte de concreto protendido no Brasil foi a antiga Ponte do Galeão, construída em 1950, ano em que o doutor Freire Machado entrou na STUP. Por volta de 1970, um avanço nos sistemas de concreto protendido foi deixarem de ser ancorados com argamassas, passando a ser ancorados com peças de aço.

**IBRACON** – ATUALMENTE, QUAIS OS TIPOS DE PROTENSÃO DO CONCRETO? PARA QUAIS SITUAÇÕES CONSTRUTIVAS CADA TIPO É FREQUENTEMENTE RECOMENDADO?

**EVANDRO PORTO DUARTE** – A mais comum é a pós-tensão aderente com bainhas, como exemplificado pelo sistema Freyssenet para pontes e viadutos. Existe também a pré-tensão, exemplificada com a jardineira de Monier, com a substituição do vergalhão pelo aço de protensão, muito usada nas peças pré-fabricadas, em especial no Brasil, pois possibilita fazer peças industrializadas mais leves, não exigindo tanto dos equipamentos para levantar e transportar essas peças. A Arcelor Mittal, antiga Belgo Mineira, desenvolveu a cordoalha engraxada, que é a pós-tensão sem aderência, que trouxe a protensão para os edifícios, que, até 1980, no Brasil, usavam exclusivamente o concreto armado.

**IBRACON** – EM QUE CONSISTE A PROTENSÃO DE EDIFÍCIOS?

**EVANDRO PORTO DUARTE** – Uma estrutura de um prédio é composta de vigas,

lajes e pilares, escondidos nas paredes. Historicamente, os prédios eram compostos de cômodos pequenos, com pilares pouco espaçados. Em 1970, quando cheguei a trabalhar em projetos de prédios, a distância entre os pilares era de quatro metros. Mas, hoje em dia, com os prédios multiusos, busca-se uma edificação com amplos espaços, liberados de paredes, com pilares bem espaçados uns dos outros, onde o cliente possa dividir o espaço com divisórias da forma mais conveniente para ele e com mais vagas de estacionamento. Por isso, nessas edificações são, em geral, eliminadas as vigas, apoiando-se as lajes diretamente nos pilares. São as lajes-cogumelo. Em shopping centers, por exemplo, o ideal é que os pilares estejam afastados 7,5m entre si, para que, entre eles, caibam três carros. Agora, imagine uma laje com um vão de 7,5m. O concreto protendido possibilita diminuir a espessura dessa laje em comparação com o concreto armado e, assim, diminuir o peso da laje. Como 70% do peso de um prédio vem de sua estrutura, reduzindo-se a espessura das lajes, é possível obter um maior espaçamento dos pilares e consumir menos material, pois as cargas nos pilares e nas fundações serão menores.

**IBRACON** – SE AS VANTAGENS DO CONCRETO PROTENDIDO EM EDIFÍCIOS SÃO TANTAS – GANHA-SE NA REDUÇÃO DE PESOS E CARGAS, NA REDUÇÃO DO CONSUMO DE

MATERIAIS E NO AUMENTO DOS VÃOS – POR QUE SEU USO NÃO É MAIS DISSEMINADO NO PAÍS?

**EVANDRO PORTO DUARTE** – Por “desconhecimento”, no sentido de não saber, de não conhecer, de ter medo. Depois de 45 anos de experiência em dar aulas, palestras e cursos por todo país, percebi nas pessoas um receio por achar complicado. Com isso, dificulta-se a aplicação do protendido. Volto às estatísticas feitas no início: de um total de 10 mil calculistas, somente 200 calculam estruturas em concreto protendido.

**IBRACON** – E NO EXTERIOR? A PROTENSÃO EM PRÉDIOS É MAIS DISSEMINADA?

**EVANDRO PORTO DUARTE** – Sim. Nos Estados Unidos, a aplicação da protensão em prédio é muito maior. Na Europa, ela não é tão grande assim em relação a nós. Isto porque os países europeus são países bastante industrializados, com prédios erguidos nas décadas de 50 a 70.

**IBRACON** – O BRASIL TEM ACOMPANHADO O DESENVOLVIMENTO DOS MATERIAIS, SISTEMAS E PROCESSOS DE CÁLCULO USADOS NO CONCRETO PROTENDIDO, AINDA QUE HAJA UM DESCOMPASSO DE SUA APLICAÇÃO EM RELAÇÃO AO EXTERIOR?

**EVANDRO PORTO DUARTE** – O Brasil sempre esteve na vanguarda da engenharia civil. Talvez, o período de exceção foi nos anos 80 e 90, quando houve um retrocesso no campo devido aos baixos investimentos. Mas, de 2000 para cá, com a retomada do



**O CONCRETO PROTENDIDO POSSIBILITA  
DIMINUIR A ESPESSURA DA LAJE EM  
COMPARAÇÃO COM O CONCRETO ARMADO E,  
ASSIM, DIMINUIR O PESO DA LAJE**





## O QUE SE PRECISA FUNDAMENTALMENTE PARA DIFUNDIR O CONCRETO PROTENDIDO NO BRASIL É DIFUNDIR SEU CONHECIMENTO



investimento em infraestrutura, o Brasil recuperou o atraso, o que se reflete na própria norma ABNT NBR 6118, que é referência mundial, estando em nível similar às normas norte-americana e europeia.

Falta a disseminação do conhecimento. O professor é um artista, ele precisa saber transmitir o conhecimento. No caso, o ensino do cálculo de estruturas em concreto protendido ainda mais pois exige que se concilie a teoria com a prática. O que se precisa fundamentalmente para difundir o concreto protendido no Brasil é difundir seu conhecimento. Veja que, há uns vinte anos, quando a TQS Informática desenvolveu o módulo de concreto protendido para seu software de cálculo de edificações, sendo o precursor nesta área, pouca gente usava. Mas, a partir do momento que escrevemos uma apostila (veja nesta edição), mostrando que o concreto protendido poderia ser entendido como um carregamento a mais no concreto armado, mais calculistas passaram a adotar as estruturas de concreto protendido nos prédios, passando a vê-lo como mais uma ferramenta disponível no software, que, por sinal, é bastante didático e interativo.

**IBRACON** – CITE ALGUMAS OBRAS BRASILEIRAS EMBLEMÁTICAS, SE POSSÍVEL RECENTES, ONDE O CONCRETO PROTENDIDO FOI USADO E QUAIS AS VANTAGENS TRAZIDAS PELO SEU USO NESTAS OBRAS.

**EVANDRO PORTO DUARTE** – Como o



**Museu de Arte Contemporânea do Rio de Janeiro, em Niterói**

desafio principal do concreto protendido é vencer grandes vãos, as obras que, de forma fabulosa, e prazerosa para quem delas participou, fazem isso são as do Niemeyer. A MAC Protensão participou de muitas obras do Niemeyer, que são sempre complexas e desafiadoras, como o Museu de Arte Contemporânea do Rio de Janeiro e o Museu de Brasília. Devido a grande aplicabilidade da Protensão, atualmente esta aplicação está também sendo utilizada nas Torres Eólicas pré-moldadas com altura superior a 110 m.

O último projeto que participamos foi o Museu do Amanhã, concebido pelo arquiteto Calatrava e projetado pelo escritório do Julio Timerman.

**IBRACON** – O CONCRETO PROTENDIDO É BEM NORMALIZADO NO BRASIL E NO MUNDO? EM QUE ASPECTOS A NORMALIZAÇÃO BRASILEIRA PODERIA AVANÇAR PARA MELHOR ORIENTAR O PROJETO, A EXECUÇÃO E O CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO PROTENDIDO?

**EVANDRO PORTO DUARTE** – A norma brasileira (ABNT NBR 6118) precisaria ser melhorada no aspecto da protensão. Antes dela, existia a norma de concreto armado, de pontes e de protensão. Na NBR 6118, as normas de concreto armado e de concreto protendido foram juntadas. Os coordenadores fizeram um trabalho fabuloso, mas não tiveram tempo de se dedicar tanto à protensão. Deste



“

## AS NORMAS NORTE-AMERICANA E EUROPEIA TRAZEM O TEXTO DA NORMA E O COMENTÁRIO. ISSO DÁ UMA ABERTURA DE VISÃO E ENTENDIMENTO AOS PROFISSIONAIS

”

modo, a NBR 6118 acabou por valorizar mais o concreto armado do que o concreto protendido. Com a última revisão, no ano passado, houve uma melhora na relação, mas ainda há muito coisa para ser incluída sobre concreto protendido. Creio que se ela fosse complementada, haveria menos receio em usar concreto protendido. Outra coisa: as normas norte-americana e europeia trazem o texto da norma e o comentário. Isso dá uma abertura de visão e entendimento aos profissionais. A norma brasileira carece disso. Os comentários à norma brasileira acabam por vir através das Práticas Recomendadas do IBRACON, que, devido ao espaço exíguo concedido pela norma brasileira ao concreto protendido, acabam por abordar apenas o concreto armado.

**IBRACON – O QUE GOSTA DE FAZER EM SEU TEMPO LIVRE? VOCÊ AINDA JOGA VÔLEI?**

**EVANDRO PORTO DUARTE** – Na faculdade, fomos campeões nas competições universitárias de vôlei no Estado do Rio de Janeiro em todos os anos do curso. Mas, ao entrar na faculdade, eu tive que escolher entre ser um esportista ou me dedicar aos estudos. Até aquele momento, eu era um atleta muito dedicado, com um bom condicionamento físico. Sempre que acabava o treino, eu ficava subindo e descendo as arquibancadas, para ganhar resistência e impulsão. Mas, na

faculdade, não tinha mais tempo para isso, porque eu estudava, dava aula e trabalhava. No mestrado, o doutor Freire Machado deu-me liberdade para dar aula e fazer o curso, desde que eu trabalhasse quarenta horas semanais. Por isso, acabei largando o vôlei, jogando apenas na praia, como lazer. Hoje em dia, o esporte que ainda posso fazer é correr. Nas horas livres, o meu grande amigo é o Parque do Ibirapuera, em São Paulo, a Lagoa Rodrigo de Freitas, no Rio de Janeiro e o parque de Exposições de Petrópolis, na região serrana do Rio. Tenho muito forte comigo a filosofia do corpo são e

mente são. Por isso, procuro manter a atividade física.

Além disso, devido ao fato de ter que me comunicar com sócios estrangeiros, dedico duas horas do meu final de semana a treinar meu inglês, ouvindo e lendo a revista “*Speak up*”. Leio também as revistas do ACI (*American Concrete Institute*) e da ASCE (*American Society of Civil Engineers*). Fora isso, como também sou filho de Deus, dedico-me à culinária, inventar pratos, e sou grande apreciador do vinho e da cachaça nacional que nos últimos anos deram um grande salto de qualidade. 🏆



Ponte em balanços sucessivos da Transcarioca, no Rio de Janeiro

# Pisos industriais protendidos com cordoalha engraxada

PÚBLIO PENNA FIRME RODRIGUES – ENGENHEIRO DSc

LPE – ENGENHARIA E CONSULTORIA

## I. INTRODUÇÃO

De acordo com pesquisa realizada pela ANAPRE – Associação Nacional de Pisos e Revestimentos (ANAPRE, 2012), o mercado estimado de pisos no Brasil em 2011 era da ordem de 42 milhões de m<sup>2</sup>, dos quais 47% eram feitos com formalização técnica, isto é, com projeto e especificação, enquanto o restante foi executado sem adoção de critérios de projeto conhecidos.

Praticamente a totalidade dos pisos industriais no Brasil com formalização técnica adota reforço estrutural, ao contrário do que se observa em outros países, como na América do Norte, onde se executam pisos de concreto simples. As vantagens do piso com reforço estrutural são diversas, entre elas o menor número de juntas, incidindo

em menores custos de manutenção, maior controle de fissuração e, principalmente, pisos mais sustentáveis (menores emissões de carbono).

Dentre os reforços que podem ser adotados, encontram-se a tela soldada, a fibra de aço, a macrofibra polimérica – que, ao contrário da microfibras, empregada no controle de fissuração plástica, apresenta propriedades estruturais – e as cordoalhas engraxadas, empregadas na execução dos pisos protendidos. O sistema de protensão aderida, que emprega bainhas injetadas com calda de cimento, hoje é raramente utilizado em pisos industriais.

Na pesquisa ANAPRE, o reforço mais empregado é a tela soldada, seguido da fibra de aço, macrofibra polimérica e a cordoalha engraxada. Entretanto, a quantidade executada de pisos

protendidos é ínfima quando comparada com as outras soluções.

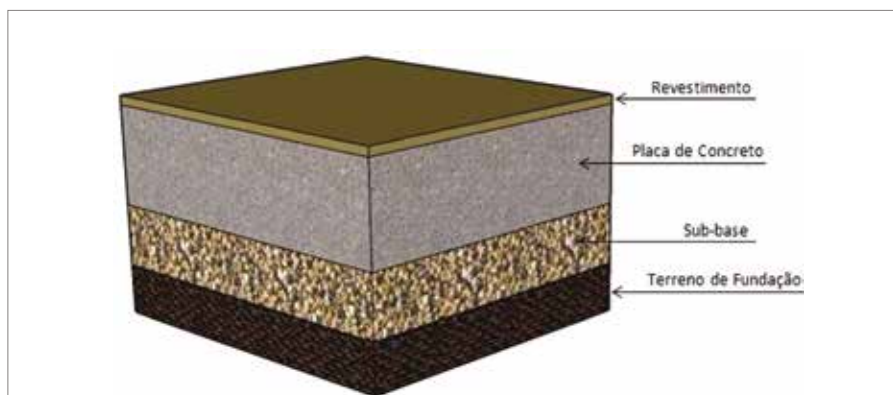
O custo da cordoalha, nos últimos dois anos vem decrescendo, tornando a solução economicamente mais competitiva e, paralelamente, tem-se observado uma busca crescente para essa solução, criando um cenário distinto da época da pesquisa.

O maior atrativo do sistema é a possibilidade de execução de placas de grandes dimensões, como de 10.000 m<sup>2</sup>, quase não havendo limites teóricos quanto à dimensão máxima, mas sim de ordem prática e executiva. Como pontos negativos, as juntas entre placas irão apresentar grande abertura, tornando difícil seu tratamento e, talvez o mais crítico, a dificuldade de promover intervenções no piso após a sua execução.

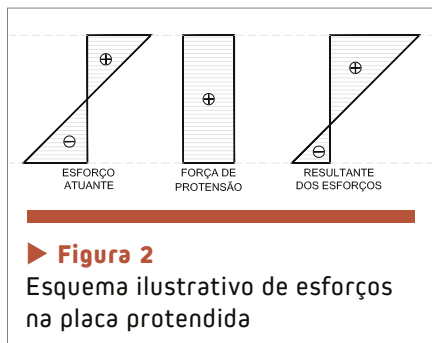
Em galpões especulativos, aqueles que são construídos sem que esteja definida “a priori” a sua utilização, essa limitação é severa, caso haja, por exemplo, necessidade por parte do ocupante de instalar equipamentos que impliquem o corte ou abertura no piso, visto que o procedimento irá interceptar as cordoalhas, criando um problema de difícil, mas possível, solução. Essa limitação tem sido um empecilho na adoção do sistema.

## 2. PRINCÍPIO DO SISTEMA

O piso industrial deve ser considerado como sendo um sistema composto



► **Figura 1**  
Sistema piso industrial



por diversas camadas, que a partir do subleito (terreno de fundação), formam a estrutura do piso, como mostra a figura 1: camada de reforço, nem sempre presente, base (ou sub-base), placa de concreto e revestimento (eventual). O perfeito funcionamento do piso depende da harmonia desse conjunto.

Neste artigo, iremos tratar apenas da placa de concreto, pois as demais camadas de fundação foram objeto de outro artigo já publicado na revista Concreto nº 45 (Rodrigues, 2007).

Como é de domínio geral, o concreto é um excelente material para resistir a esforços de compressão, mas é limitado para combater os de tração. A placa de concreto apoiada em meio elástico está propensa a sofrer este tipo de ação, quer sejam pelos carregamentos, como os promovidos pelas movimentações térmicas e higrométricas, que acabam limitando a dimensão máxima que ela pode ter.

Para permitir placas de maiores dimensões e, simultaneamente, reduzir



► **Figura 3**  
Malha de cabos de protensão

sua espessura, são empregados os reforços estruturais. Dessa forma, um piso de concreto simples que tem placas de dimensões aproximadas máximas de 4 a 5 m, enquanto que os pisos com tela soldada ou fibras podem formar placas com 30 m ou 40 m, dependendo da taxa de reforço, e o protendido é formado com placas de 100 ou 120 m de dimensão máxima.

No concreto protendido, o princípio é introduzir no elemento estrutural uma força de compressão, que venha a compensar as forças de tração que serão geradas em serviço, como esquematizadas na figura 2; é possível trabalhar com es-

forços resultantes somente de compressão ou permitir esforços de tração compatíveis com a resistência do concreto, sendo essa hipótese mais utilizada.

Os cabos de protensão são instalados na placa, tanto no sentido longitudinal como no transversal, formando uma malha quadrada ou retangular, como mostra a figura 3; os cabos são posicionados a meia altura da espessura do piso e são sempre nivelados (figura 4).

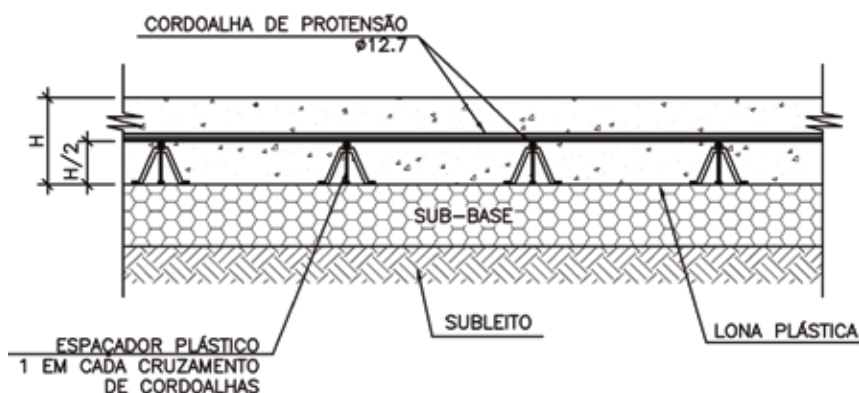
As cordoalhas engraxadas são fornecidas nos diâmetros nominais de 12,7mm e 15,2mm, produzidas com aço CP 190 – RB, de baixa relaxa-

► **Tabela 1 – Propriedades mecânicas das cordoalhas engraxadas**

Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm <sup>2</sup> )	Área mínima (mm <sup>2</sup> )	Massa aprox. (kg/m)	Carga mínima de ruptura (1) (kN)	Carga mínima alongamento (1%) (kN)	Alongamento sob carga (2) (%)
12,7	101,4	98,7	0,890	187,3	168,6	3,5
15,2	143,5	140	1,240	265,8	239,2	3,5

**Notas**

(1) O módulo de elasticidade da cordoalha é de 202 kN/mm<sup>2</sup>, podendo variar ± 3%; (2) Perda máxima de protensão após 1000 h a 20 °C para carga inicial de 80% da carga de ruptura.



► **Figura 4**  
Seção típica do piso protendido

ção. A relaxação é o fenômeno de diminuição da tensão aplicada ao longo do tempo por processos de fluência, constituindo-se em uma das perdas de protensão que deve ser considerada no processo de dimensionamento. As principais características são apresentadas na tabela 1.

Como o cabo não é aderido, a força de protensão é transmitida ao concreto por meio das ancoragens fixadas na extremidade do cabo. As ancoragens podem ser de dois tipos, ativas e passivas.

A ancoragem passiva é posicionada na extremidade do cabo oposta à que recebe o alongamento e é constituída por uma estrutura de ferro fundido, na qual é fixada, por processo de prensagem, a cordoalha, conforme mostra a figura 5 (a).

Já a ancoragem ativa, Figura 5 (b) apresenta nicho no qual se aloja a cunha de protensão. Esse dispositivo é forma-

do por um cone bi ou tripartido, que permite a fixação da cordoalha na ancoragem, após o estiramento do cabo.

Após a concretagem e ganho de resistência do concreto, é feita a protensão, geralmente em duas fases: a primeira, cerca de 8 a 12 horas após a concretagem, na qual se aplica cerca de 10 a 20% da carga final de protensão e a segunda fase, que deve ser feita quando o concreto atinge 20 MPa de resistência, ou outro critério estabelecido pelo projetista.

### 3. DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE CONCRETO

#### 3.1 Tensões atuantes

A determinação das tensões atuantes, tanto as devidas aos carregamentos como as relativas às variações

térmicas são executadas de acordo com os modelos de cálculo similares às outras soluções de reforço (Rodrigues, 2010), como programas de elementos finitos ou métodos analíticos, como as equações de Meyrhof, que aqui são apresentadas as expressões simplificadas, que fornecem o momento fletor máximo para a carga atuando no interior ou na borda da placa,  $M_i$  e  $M_b$  respectivamente.

$$M_i = \frac{P}{6 \left[ 1 + \left( \frac{2a}{l} \right) \right]} \quad [1]$$

$$M_b = \frac{P}{3,5 \left[ 1 + \left( \frac{3a}{l} \right) \right]} \quad [2]$$

Onde: P é a carga aplicada, a é o raio da área de contato da carga e l é o raio de rigidez da placa de concreto:

$$l = \left[ \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)k} \right]^{0,25} \quad [3]$$

Sendo E e  $\mu$ , o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do concreto, h, a espessura da placa e k, o módulo de reação do sistema subleito sub-base.

Com base nas expressões, é calculada a tensão máxima atuante no concreto:

$$\sigma_{at} = \frac{6M}{h^2} \quad [4]$$

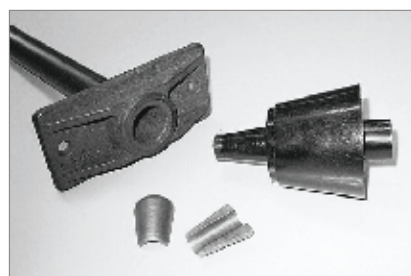
Calculada a tensão atuante, podem ocorrer duas situações distintas:

$$\sigma_{at} \leq \sigma_{adm} \quad [5]$$

Sendo  $\sigma_{adm}$ , a tensão admissível no concreto, tomada como a resistência



a Ancoragem passiva



b Ancoragem ativa

► **Figura 5**  
Ancoragens

característica do concreto dividida por um coeficiente de segurança, que pode variar de 1,5 a 2,0. Neste caso, as cargas atuantes são suficientemente baixas para serem suportadas apenas pelo concreto, devendo ser respeitada a tensão mínima de protensão no piso ( $\sigma_p = \sigma_{\min}$ ), de acordo com a tabela 2 (APUD Rodrigues, 2010).

$$\sigma_{at} > \sigma_{adm} \quad [6]$$

Neste caso, torna-se necessário aplicar uma força de compressão no concreto de forma a que a seção mais carregada trabalhe com tensão igual ou inferior à admissível e esta tensão de protensão é dada por:

$$\sigma_p = \sigma_{at} - \sigma_{adm} \quad [7]$$

Devendo ser respeitado que  $\sigma_p \geq \sigma_{\min}$ .

A respeito da tensão mínima de protensão, ela está presente nos mais conhecidos métodos de dimensionamento, como o PTI – Post-Tensioned Institute, ACI 360R e no TR-34 – Cement and Concrete Association. Representa o valor mínimo de protensão, não sendo considerada a protensão necessária para superar a força de atrito com a sub-base, explanada nos parágrafos subsequentes. A tensão mínima pode ser entendida como sendo uma reserva estrutural para tensões que atuam na placa de concreto e que não podem ser avaliadas corretamente pelo projetista. Uma delas é relativa ao coeficiente de atrito “virtual”, devido às ondulações na superfície da sub-base e que promovem o travamento da placa de concreto. Outro exemplo é a das cargas de serviço no piso, que aumentam a for-

ça de atrito e que não são geralmente consideradas no cálculo de  $F_{at}$ . Embora cada um dos métodos citados adote valores diferenciados, o ACI 360R (APUD Rodrigues, 2010) sugere valores mínimos em função do comprimento e utilização do piso (tabela 2).

Estabelecido o valor da tensão de protensão que deve ser aplicada à placa, a força de protensão é imediata:

$$F_p = \sigma_p \cdot A_c \quad [8]$$

Sendo  $A_c$ , a área da seção transversal da placa de concreto, para um metro de largura.

Outro esforço importante a ser considerado é a força de atrito entre a placa e a sub-base. Quando a placa de concreto retrai, devido à retração por secagem ou térmica, é gerado um esforço de tração, crescente a partir da borda, sendo máximo no meio da placa.

Ao contrário dos outros sistemas estruturais de pisos, onde a determinação da força de atrito é apenas uma verificação, no caso do piso protendido as forças de atrito podem assumir valores proporcionalmente elevados em função do comprimento da placa e pode ser determinada pela Drag Equation, considerando como o ponto de imobilidade o meio da placa, que é onde a força de atrito é máxima.

O cálculo da força de atrito indepen-

de do sistema de aplicação de carga – uma ou duas ancoragens ativas – pois ela atua permanentemente no piso, em função das variações termo-higrométricas que irão ocorrer ao longo da vida útil da obra. Considerando uma faixa de um metro de largura, a força de atrito é:

$$F_{at} = f \frac{L}{2} h \gamma \quad [9]$$

Sendo:

$F_{at}$ , a força de atrito em tf/m ou kN/m;  
 $f$ , o coeficiente de atrito entre a placa de concreto e o subleito, geralmente entre 0,5 e 0,8;  
 $L$ , o comprimento da placa, em m;  
 $h$ , a espessura da placa, em m;  
 $\gamma$ , o peso específico do concreto em tf/m<sup>3</sup> ou kN/m<sup>3</sup>.

Finalmente, há mais um esforço a considerar, embora não seja muito impactante em função dos pisos serem em áreas cobertas, que são as tensões de empenamento, que dependendo da magnitude podem ser consideradas no cálculo da força de protensão. A tensão de empenamento para placas com comprimento superior a cerca de nove vezes o seu raio de rigidez não varia mais com o tamanho da placa e a tensão de empenamento acaba sendo função apenas do gradiente térmico e da espessura. Em áreas internas, não sujeitas à insolação, as tensões de

► Tabela 2 – Tensões residuais mínimas em placas protendidas

Tipo de aplicação	Tensão residual mínima $\sigma_{\min}$ (MPa)
1. Fundações residenciais	0,3 a 0,5
2. Placas de pisos industriais com até 30m	0,5 a 0,7
3. Placas de pisos industriais com até 60m	0,7 a 1,0
4. Placas de pisos industriais com até 90m	1,0 a 1,4
5. Placas de pisos industriais com até 120m	1,4 a 1,7

empenamento podem ser verificadas usando, por exemplo, o programa de elementos finitos EverFi, mas poucas vezes são significativas.

### 3.2 Perdas de protensão

Quando se aplica na cordoalha uma determinada carga de protensão, normalmente tomada como 80% da carga de ruptura do cabo, essa carga estará sujeita a perdas ao longo do tempo e são dependentes das propriedades do concreto, da cordoalha e da geometria da placa protendida. Elas são relativas ao encurtamento elástico, cravação, retração e fluência do concreto, bem como a relaxação do aço. Uma boa indicação dessas perdas, como recomendado pelo PTI – Post-Tensioned Institute – é fornecida a seguir (Zia ET AL, 1979) e são válidas para cordoalhas engraçadas, isto é, sistema não aderido.

#### 3.2.1 PERDA POR ATRITO

O cabo de protensão, quando estirado, sofre esforço de atrito com o concreto, ou mais propriamente com o revestimento da cordoalha, reduzindo a força de protensão no cabo, perda essa que será mais intensa à medida que se afasta do ponto de aplicação do carregamento – ancoragem ativa (cabo reto):

$$\sigma_x = \sigma_0 e^{-\mu kx} \quad [10]$$

Sendo:

$\sigma_x$ , a tensão a uma distância  $x$  do ponto de aplicação da protensão;

$\sigma_0$ , a tensão inicial;

$\mu$ , o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha plastificada, variando de 0,05 a 0,15;

$k$ , coeficiente de curvatura acidental do cabo, entre 0,0010 e 0,0066 (ACI, 2005);

$x$ , a distância do ponto de análise em relação à ancoragem ativa.

#### 3.2.2 PERDAS POR CRAVAÇÃO

As perdas por cravação são decorrentes do espaço entre a ancoragem e a cunha, que ocorrem quando esta é ativada pelo retorno do pistão do maco, podendo também haver escorregamento do cabo. A figura 6 ilustra as perdas por cravação e por atrito.

Embora ela seja geralmente considerada pequena, entre 4 e 7mm, pode assumir valores expressivos caso haja escorregamento elevado do cabo devido à falhas no mecanismo de acionamento da cunha ou da sua própria deficiência de ancoragem.

$$w = \left( \frac{c \cdot E_p \cdot A_p}{n} \right) \quad [11]$$

Sendo  $c$  a perda por cravação (m), geralmente entre 0,004 e 0,006 m,  $E_p$  e  $A_p$  o módulo de elasticidade e a seção da cordoalha (MPa e m<sup>2</sup>), e  $n$ , a perda por unidade de comprimento devido ao atrito do cabo com a bainha (N/m). Para o cabo de 12,5mm, considerando o módulo da cordoalha em 200 GPa, a expressão pode ser reduzida a:

$$w = 0,9 \cdot \sqrt{\frac{L}{1 - e^{-kL}}} \quad [12]$$

Sendo  $L$ , a distância entre as ancoragens, ou seja, o comprimento útil do cabo. A força de protensão imediatamente após a cravação do cabo pode ser assumida como a média ponderada entre  $P_{cr}$ ,  $P_w$  e  $P_L$ .

#### 3.2.3 PERDA POR ENCURTAMENTO ELÁSTICO

É relativo à deformação instantânea

do concreto quando ele é submetido a um carregamento, sendo função do módulo de elasticidade do concreto no momento da protensão:

$$\Delta\sigma_{EL} = 0,5 E_s \frac{f_{cpa}}{E_{ci}} \quad [13]$$

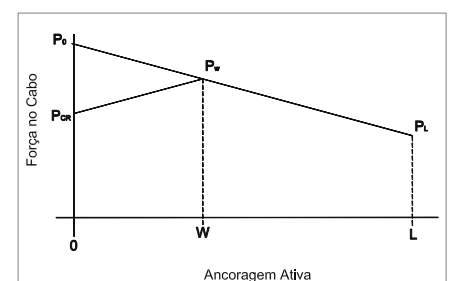
Sendo  $\Delta\sigma$ , a redução da tensão no cabo de protensão,  $E_s$ , o módulo de elasticidade do aço,  $E_{ci}$ , o módulo de elasticidade do concreto no momento da protensão e  $f_{cpa}$ , a tensão média na placa de concreto. O coeficiente 0,5 é válido para operação de protensão sucessiva; caso isso não ocorra, o coeficiente pode variar (Rodrigues, 2010).

#### 3.2.4 PERDA POR FLUÊNCIA DO CONCRETO

O concreto, quando submetido a carregamento permanente, como o da protensão, tende a deformar-se devido à fluência e ao encurtamento, levando a uma perda na protensão. A NBR 6118 ou outros códigos normativos costumam aplicar procedimentos complexos para o cálculo da perda por fluência, mas para pisos ela pode ser simplificada:

$$\Delta\sigma_{CR} = K_{CR} \frac{E_s}{E_c} f_{cpa} \quad [14]$$

O coeficiente  $K_{CR}$  é adotado como



► **Figura 6**  
Diagrama de perdas de protensão devido ao atrito e cravação

1,6 para o caso de pisos com protensão não aderente. Os outros símbolos já foram definidos no item anterior.

### 3.2.5 PERDA DEVIDO À RETRAÇÃO HIDRÁULICA DO CONCRETO

A máxima perda possível que se pode ter devida à retração hidráulica do concreto é dada por:

$$(\Delta\sigma_{SH})_{\max} = \varepsilon_{SH} K_{SH} E_s \quad [15]$$

Sendo  $\varepsilon_{sh}$ , a retração hidráulica que o concreto apresenta e  $K_{SH}$  é o coeficiente de retração, função do tempo após o término da cura úmida no qual a protensão foi aplicada.

No caso de pisos, a protensão é feita geralmente antes do término do período de cura, esse valor é muito próximo a um, podendo-se adotar 0,92. Os outros símbolos já foram definidos no item anterior.

Entretanto, essa perda acaba não se processando totalmente, pois a retração do concreto é função da umidade relativa do ar a que ele está exposto e da temperatura ambiente; considerando essas variáveis, pode-se escrever:

$$\Delta_{SH} = \varepsilon_{SH} K_{SH} E_s (1 - 0,06h) \quad [16]$$
$$(1,5 - 0,015RH)$$

Sendo  $h$ , a espessura da placa de concreto e  $RH$ , a umidade relativa média do ambiente. A retração hidráulica também pode ser calculada conside-

rando a condição mais crítica possível, que é a da retração integral do concreto, de acordo com o ensaio ASTM C157, adotando que a perda de protensão é diretamente proporcional ao encurtamento do concreto.

### 3.2.6 PERDAS POR RELAXAÇÃO DO AÇO

É função do nível de tensão aplicado na cordoalha e do tipo de aço com que ela é feita. Para as cordoalhas nacionais, com aço de baixa relaxação e tensões iguais a  $0,8 f_{ptk}$ , as perdas por relaxação serão inferiores a 3,5%.

### 3.3 Força final de protensão

A soma de todas as perdas, subtraída da força inicial de protensão aplicada nos cabos, resultará na força final de protensão –  $F_R$  – que atuará no cabo, que geralmente é – sem considerar as perdas devido à retração e fluência do concreto – da ordem de 0,8 a 0,85 da força aplicada no cabo.

### 3.4 Determinação do número de cabos $n$

A força final de protensão,  $F_T$ , deverá superar a relativa aos carregamentos, e força de atrito, respectivamente,  $F_p$  e  $F_{at}$ , logo,  $F_T = F_p + F_{at}$ . O número de cabos  $n$ , por metro, é dado pela relação:

$$n = \frac{F_T}{F_R} \quad [17]$$


## 4. CONCLUSÕES

A solução de piso protendido é uma opção que tem, como todas as soluções, seus pontos positivos e negativos, que devem ser ponderados tendo foco na utilização do piso.

Pontos positivos que podem ser destacados são a possibilidade de emprego de placas de grandes dimensões e o excelente controle de fissuração. Como negativos, abertura excessiva das juntas e a dificuldade de intervenções no piso.

Avaliando essas características, boas e ruins, vê-se que a solução não é adequada, por exemplo, para pisos industriais, nos quais é frequente a necessidade de instalação de novos equipamentos que podem exigir a intervenções no piso ou mesmo a utilização de chumbadores que venham a danificar as cordoalhas.

Já em áreas de centros de distribuição, os riscos de necessidade de intervenção são menores e a solução é mais adequada e mais competitiva economicamente para cargas elevadas, em função da resposta estrutural do sistema.

Outro fator que deve ser levado em consideração é o concreto. Como as perdas de protensão estão ligadas também às características do concreto, como a retração, é importante empregar concretos de baixa retração, procurando trabalhar com baixos consumos de água ou concretos aditivados para o controle da retração. 

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ACI 360R: Guide to Design of Slabs on-Ground. American Concrete Institute, USA, 2010.
- [02] O Mercado de Pisos Industriais no Brasil – Cenário e Perspectiva do Segmento. Associação Nacional de Pisos e Revestimentos: São Paulo, 2012.
- [03] Rodrigues, P.P.F. Pisos industriais: conceitos e execução. Revista CONCRETO & Construções Nº 45, IBRACON, 2007.
- [04] Rodrigues, P. P. F. Manual de Pisos Industriais – Fibras Metálicas e Protendido. 1ª edição. Ed. PINI, São Paulo, 2010.
- [05] TR-34: Concrete Industrial Ground Floors – a guide to design and construction. The Concrete Society UK, 2013.
- [06] Zia, P.; Preston, H.K.; Scott, N. L. e Workman, E. B. Estimating Prestress Losses. Concrete International, June, 1979.

# Dimensionamento no ELU de viga pré-moldada e protendida em pré-tração

ROBERTO BUCHAIM – PROFESSOR, DOUTOR

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE LONDRINA

## I. INTRODUÇÃO

O dimensionamento no ELU (Estado Limite Último) de vigas pré-moldadas e protendidas em pré-tração apresenta ao engenheiro de projeto vários problemas que podem ser esclarecidos tendo como referência as normas atuais, especialmente a NBR 6118: 2014, assim como o MC90 e o MC2010, bem como os trabalhos, dentre outros, de Regan (2010, 1999) e Ramirez (1994). Os problemas que devem ser considerados, discutidos a seguir por meio de um exemplo, são: (a) ELU-Flexão com armadura mista, (b) ELU-Força cortante, (c) Zona de introdução da força de protensão e ancoragem da armadura protendida.

## 2. O EXEMPLO CONSIDERADO

### 2.1 Dados do problema

A Figura 1 mostra a seção e o esquema estático de uma viga  $\pi$ , pré-moldada e protendida em pré-tração. As vigas  $\pi$  são justapostas e formam uma laje de piso, p.ex., “com elevada concentração de pessoas ou com predominância de pesos de equipamentos fixos por longo período de tempo” (cf. Tabela 11.2 da NBR 6118, item 11.7.1). Sob a laje há garagens, o que justifica considerar pelo menos a classe de agressividade ambiental II (CAA II). As cargas consideradas são as seguintes:

$$g_0 = \text{peso próprio} = 9,12 \frac{kN}{m}; g_1 = \text{revestimentos} + \text{piso} + \text{tubulações} + \text{forro} = 5,70 \frac{kN}{m}; q = \text{carga variável} = 2,40m \times \frac{5kN}{m^2} = 12 \frac{kN}{m}$$

[1]

E perfaz um total de  $26,82 \frac{kN}{m}$  para uma viga  $\pi$ . As resistências dos materiais são:

$f_{ck} = 40MPa$ : resistência característica do concreto aos 28 dias;

$f_{ck,7} = 30MPa$ : idem aos 7 dias, o que se consegue com um dia na pista com cura a vapor;

$0,85f_{cd} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} = 24,3MPa$ : valor de cálculo da resistência do concreto para solicitações normais;

$f_{cd2} = 0,7 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} = 14,3MPa$ : idem, cf. item 22.3.2 da NBR6118: 2014, no método de escoras e tirantes, para nós com duas forças de tração e uma de compressão no concreto fissurado (nós TCT), p.ex. alma de vigas;

$f_{cd3} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} = 17,3MPa$ : idem, para nós com duas forças de compressão e uma de tração (nó CTC), p.ex. em apoio simples ( $M = 0$ );

$aço CP190 RB15,2, f_{pyd} = 0,9 \times \frac{f_{ptk}}{1,15} = 1487MPa$ ;

Aços CA-50 e CA-60:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ e } 522MPa$ , respectivamente,

mas  $f_{yvd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435MPa$ , para estribos CA-50 e CA-60.

### 2.2 ELU-Flexão

A armadura estabelecida por condições do ELS, mostrada na Figura 2, consta de três cordoalhas  $\varnothing 15,2$  e uma barra  $\varnothing 16$  CA-50 por nervura, e ambas as armaduras se estendem no vão todo da viga. A respectiva força resistente total, consideradas as duas nervuras, é (áreas em milímetro quadrado, resistências em  $kN/mm^2$ ):



$$R_{p+s} = \Sigma A_p f_{pyd} + \Sigma A_s f_{yd} = 2 \times (3 \times 140 \times 1,487 + 200 \times 0,435) = 2 \times 711,54 \text{ kN} \quad [2]$$

Donde a altura do bloco de tensões no banzo comprimido, com  $R_c = R_{p+s}$ :

$$y = \frac{R_c}{0,85 f_{cd} b_{fl}} = 2 \times 711,54 / (0,0243 \times 2400) = 24,4 \text{ mm} \quad [3]$$

Com este valor, obtêm-se os braços de alavanca das armaduras ativa e passiva:

$$z_p = 600 - 12,2 - 140 = 447,8 \text{ mm}, z_s = 600 - 12,2 - 48 = 539,8 \text{ mm} \quad [4]$$

E o momento resistente:

$$M_d = \Sigma A_p f_{pyd} z_p + \Sigma A_s f_{yd} z_s = 2 \times (624,54 \times 0,4478 + 87 \times 0,5398) = 677,7 \text{ kNm} \quad [5]$$

pouco maior que o momento solicitante no centro do vão:

$$M_{sd} = \gamma_f (g_o + g_1 + q) \frac{l^2}{8} = 1,4 \times 26,82 \times \frac{12^2}{8} = 675,9 \text{ kNm} \quad [6]$$

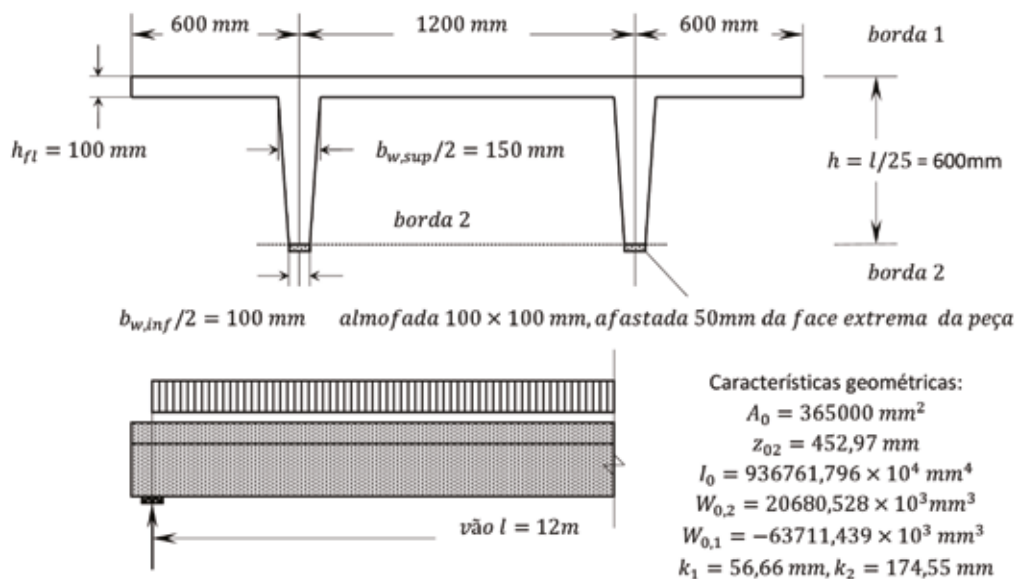
O braço de alavanca resultante da armadura mista é:

$$z = \frac{M_d}{R_{p+s}} = 677,7 / (2 \times 711,54) = 0,476 \text{ m} \quad [7]$$

## 2.3 ELU-Força cortante

### 2.3.1 MONTAGEM DA TRELIÇA RESISTENTE DA NERVURA

Aplica-se o modelo de treliça resultante de campos de tensão, tanto nas nervuras do  $\pi$  quanto nos flanges. As treliças são examinadas a seguir. A escolha da inclinação das diagonais comprimidas, cf. o MC2010, atualmente é mais restrita e se dá na faixa  $\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$ , em que  $\theta_{min} = 25^\circ$  nas peças com força normal de compressão significativa ou protendida. Anteriormente, no MC90, tinha-se  $\theta_{min} = 18,43^\circ$ . Vale mencionar os demais limites:  $\theta_{min} = 30^\circ$  nas peças de concreto armado (caso do flange do exemplo) e  $\theta_{min} = 40^\circ$  nas peças com força normal de tração significativa (caso de talão, se houvesse). No exemplo, escolhe-se  $\theta = 25,45^\circ$ , e com  $z = 0,476 \text{ m}$ , resultam seis segmentos de comprimento  $z \cot \theta = 0,476 \cot 25,45^\circ = 1 \text{ m}$ , em cujos pontos médios são posicionadas as seis cargas nodais equivalentes da treliça (i.e., na treliça e na viga têm-se iguais reações de apoio e momentos fletores sob as cargas nodais):



► **Figura 1**

Viga  $\pi$  para piso com carga variável de  $500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$  (ou  $5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ )

$$\gamma_f (g + q)_k z_{cot} \theta = 1,4 \times 26,82 \times 1 = 37,55 \text{ kN} \quad [8]$$

Diferentemente do CA, é preciso incluir na treliça a ação da protensão. Se a protensão fosse, além de reta, excêntrica em relação aos dois banzos, sua ação poderia ser substituída em cada qual por duas forças de compressão estaticamente equivalentes à força de protensão.

Do cálculo no ELS, obtém-se força de protensão após as perdas,  $P_{\infty} = 921,4 \text{ kN}$ . O coeficiente para o cálculo da força de neutralização, correspondente a tensão nula no concreto armado (i.e., com armadura passiva) é dado pela expressão:

$$\alpha = \alpha_{p,28} \frac{\sum A_p}{A_{i,28}} \left[ 1 + \left( \frac{z_{ip}}{r_{i,28}} \right)^2 \right] = 0,0679 \quad [9]$$

Em que as características geométricas são as da seção ideal,  $A_{i,28}$  é a área e  $r_{i,28}$  é o raio de giração,  $\alpha_{p,28}$  é o coeficiente de equivalência entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto calculado aos 28 dias (i.e., com  $f_{ck} \equiv f_{ck,28}$ ),  $z_{ip}$  é a distância entre os CGs da seção ideal e da armadura ativa. Com  $\alpha$ , obtém-se a força de neutralização após as perdas progressivas:

$$P_{n\infty} = \frac{P_{\infty}}{1 - \alpha} = \frac{921,4}{1 - 0,0679} = 988,5 \text{ kN} \quad [10]$$

Donde seu valor de cálculo:

$$P_{nd,\infty} = \gamma_p P_{n\infty} = 0,9 \times 988,5 = 890 \text{ kN} \quad [11]$$

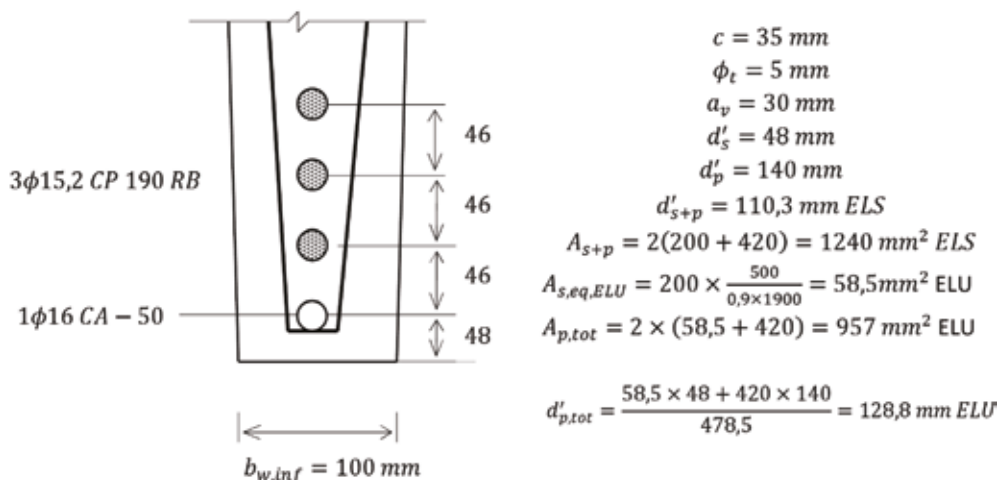
Ocorre que, na pré-tração, a força de protensão é introduzida nas extremidades da peça por aderência, de zero na borda externa da peça a seu valor máximo no final do comprimento de transferência  $l_{bpt}$ . Este comprimento, de acordo com o item 9.4.5.2(b) da NBR 6118: 2014, vale:

$$l_{bpt} = 70,9\phi = 1078 \text{ mm} \cong 1,10 \text{ m} \quad [12]$$

no caso de cordoalha CP190, liberação gradual, tensão na pista  $\sigma_{pi} = 0,74 f_{ptk} = 1406 \text{ MPa}$  e  $f_{ck,j} = 30 \text{ MPa}$ . Assim, a força por unidade de comprimento ao longo de  $l_{bpt}$  é igual a

$$P_{nd,\infty} = \frac{890}{1,1} = 809,1 \text{ kN / m} \quad [13]$$

A força  $P_{nd,\infty}$ , introduzida nos comprimentos de transferência das extremidades da peça, produz tração na armadura protendida e compressão no concreto, ambas formando um sistema de forças estaticamente nulo. Considerando que o nó do apoio dista  $\left(50 + \frac{100}{2}\right) = 100 \text{ mm}$  da borda da peça, sendo  $100 \text{ mm}$  a largura da almofada de apoio, com  $50 \text{ mm}$  de folga entre a borda da peça e a almofada (cf. a Figura 1),



► **Figura 2**  
Disposição da armadura longitudinal na seção transversal

nesse nó já se tem a força (compressão no concreto) igual a:

$$0,10 \times 809,6 = 80,96 \text{ kN} \quad [14]$$

Com estes dados, resulta a treliça da Figura 3.

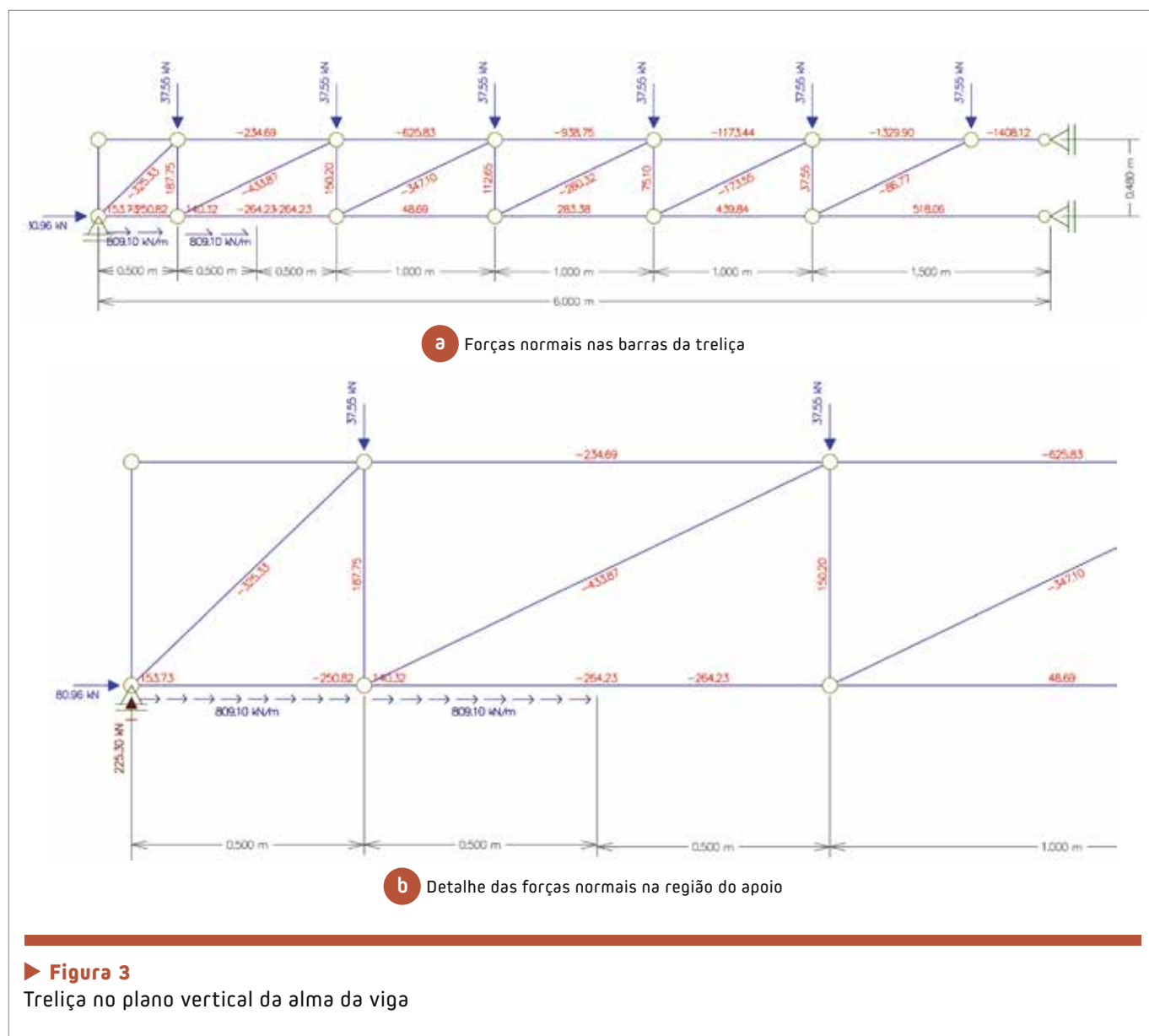
A Figura 3 mostra as forças nos banzos, nas diagonais e nos montantes da alma em toda a viga. Assim, a armadura protendida está sob a ação das forças distribuídas  $P_{nd,\infty}$  (externas à armadura protendida) nos primeiros 1,1m (e em 1m nas barras da treliça), correspondentes à força interna constante e igual a  $P_{nd,\infty} = 890 \text{ kN}$  nos restantes  $(12,20 - 2 \times 1,1) = 10,0 \text{ m}$ . Esta força consome parte da resistência do aço de protensão, igual a:

$$\sigma_{pnd,\infty} = \frac{P_{nd,\infty}}{\Sigma A_p} = \frac{890 \times 10^3}{2 \times 3 \times 140} = 1059,5 \text{ MPa} \quad [15]$$

Como as forças na armadura protendida são autoequilibradas e não há reação de apoio pela ação da protensão em peça isostática, ao aplicar as cargas, obtêm-se as forças no banzo inferior (cf. a Figura 3), para as quais se tem à disposição a parcela complementar de resistência:

$$f_{pyd} - \sigma_{pnd,\infty} = \frac{0,9 \times 1900}{1,15} - 1059,5 = 427,5 \text{ MPa} \quad [16]$$

valor curiosamente próximo de  $f_{yd}$  do CA-50. Logo, o



máximo acréscimo possível de força na armadura protendida é:

$$(\Sigma A_p)(f_{pyd} - \sigma_{pmd,\infty}) = (6 \times 140) \times 0,4275 = 359,1 \text{ kN} \quad [17]$$

A este valor se soma a resistência da armadura passiva:

$$(\Sigma A_s) f_{ydl} = (2 \times 200) \times 0,435 = 173,9 \text{ kN} \quad [18]$$

Donde o total  $533 \text{ kN}$ , superior ao máximo valor no banzo inferior, a saber,  $518,1 \text{ kN}$ . Com isto, o banzo inferior está verificado, pois a respectiva armadura é constante em toda viga. Notar que no centro do vão o banzo inferior tem a força:

$$890 + 518,1 = 1408,1 \text{ kN} \quad [19]$$

a mesma do banzo comprimido:

$$\Sigma A_p f_{pyd} + \Sigma A_s f_{ydl} = 1408,1 \text{ kN} \quad [20]$$

e exatamente igual a:

$$\frac{M_d}{z} = \frac{675,9}{0,48} = 1408,1 \text{ kN} \quad [21]$$

### 2.3.2 CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL

O primeiro montante próximo ao apoio, (cf. a Figura 3(a)), deve suspender o equivalente a cinco forças concentradas (e não seis, pois a carga é direta, i.e., aplicada no topo da treliça; seriam seis se toda a carga fosse indireta), de resultante a ser distribuída no comprimento  $z \cot \theta$  para transformá-la em estribos de resistência  $f_{ywd}$ , ou seja,

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{5 \times 37,55}{1 \times 0,435} = 431,6 \text{ mm}^2/\text{m} \quad [22]$$

Igual valor resulta da expressão  $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d}{z \cot \theta f_{ywd}}$ , em que  $V_d$  é a força cortante imediatamente à direita do montante em consideração. A área obtida corresponde a estribos

de dois ramos nas duas nervuras do  $\pi$ . Logo, para estribo  $\emptyset_t = 5 \text{ mm}$  tem-se o espaçamento:

$$s = \frac{4 \times 20}{431,6} = 0,185 \text{ m} \cong 17,5 \text{ cm} \quad [23]$$

nos primeiros  $100 \text{ cm}$ . No segmento seguinte, têm-se quatro forças a suspender, donde o espaçamento:

$$s = 0,185 \times \frac{5}{4} = 0,231 \text{ m} \cong 22,5 \text{ cm} \quad [24]$$

Nos demais, pode-se mostrar que basta armadura transversal mínima, ou seja,  $E \emptyset_{5,s} = 25 \text{ cm}$ , dois ramos.

### 2.3.3 VERIFICAÇÃO DO CONCRETO DA ALMA

Na primeira diagonal de inclinação  $\theta = 25,45^\circ$ , tem-se a força de compressão  $R_{c\theta} = 433,9 \text{ kN}$ , comprimindo a área da alma, a qual para duas nervuras é igual a:

$$b_{wmin} z \cos \theta = 2 \times 100 \times 476 \times \cos 25,45^\circ = 85962 \text{ mm}^2 \quad [25]$$

donde a tensão:

$$\sigma_{c wd} = \frac{R_{c\theta}}{b_{wmin} z \cos \theta} = \frac{433,9 \text{ kN}}{85962} = 5 \text{ MPa} \leq f_{cd2} = 14,3 \text{ MPa} \quad [26]$$

Resultado igual, obtém-se da expressão:

$$\sigma_{c wd} = \frac{V_{Sd}}{b_{wmin} z} \left( \cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \leq f_{cd2} \quad [27]$$

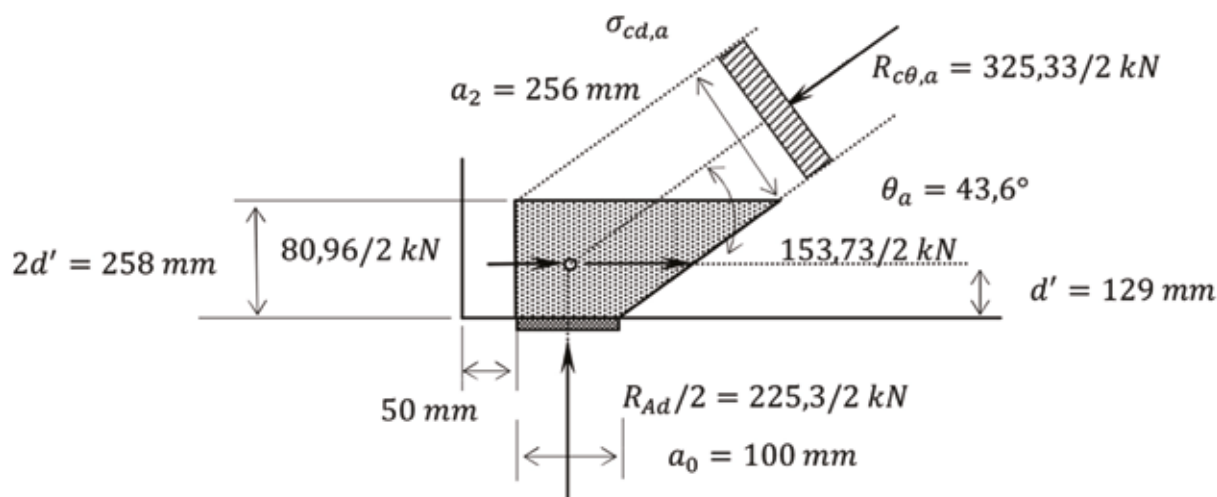
Esta expressão difere da indicada na NBR 6118: 2014, item 17.4.2.2, que, no modelo I, considera  $\theta = 45^\circ$ ,  $z = 0,9d$  e  $\alpha_{V2} = \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ , donde a condição de segurança do concreto da alma:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = \frac{f_{cd2} b_w z}{\left( \cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right)} = 0,7 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) 0,85 f_{cd} b_w 0,9 d = 0,27 \alpha_{V2} f_{cd} b_w d \quad [28]$$

$$\frac{0,27 \alpha_{V2} f_{cd} b_w d}{\cot 45^\circ + \frac{1}{\cot 45^\circ}}$$

Na região do apoio é obrigatório verificar a ancoragem da





► **Figura 4**  
Forças atuantes no nó do apoio de uma nervura

armadura e a tensão de compressão no concreto no nó junto à almofada de apoio. O ângulo da diagonal do apoio é dado por  $\cot\theta_a = 0,5$ ,  $\cot\theta = 1,05$  ou  $\theta_a = 43,6^\circ$ , e as forças nodais são as obtidas da análise da treliça, (cf. a Figura 3(b)). Ver a Figura 4.

Notando que as forças indicadas no nó de apoio referem-se a uma nervura, a tensão no concreto da alma junto ao nó resulta, a favor da segurança, igual a:

$$\sigma_{cd,a} = \frac{R_{\theta,c,a}}{b_{\min} a_2} = \frac{325330}{2 \times 100 \times 256} = 6,4 \text{ MPa} \leq f_{cd3} = 17,3 \text{ MPa} \quad [29]$$

O comprimento de ancoragem básico de barras nervuradas CA-50 para  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ , em zona de boa aderência, é igual a  $l_b = 28,91\varnothing = 463 \text{ mm}$ . Para a barra inferior  $\varnothing 16$ , distante  $d'_s = 48 \text{ mm}$  da base do  $\pi$ , o seu comprimento entre a borda interna do nó e a extremidade é igual a:

$$50 - c + a_0 + d'_s \cot\theta_a = 50 - 30 + 100 + 48 \cot 43,6^\circ = 170 \text{ mm} \quad [30]$$

Logo, a parcela de sua força disponível no nó, em uma nervura, é:

$$\frac{170}{463} \times 200 \times 0,435 = 32 \text{ kN} \quad [31]$$

As armaduras protendidas têm comprimento de ancora-

gem necessário, cf. item 9.4.5.3 da NBR 6118:2014, dadas pela expressão:

$$l_{bpd} = l_{bpt} + l_{bp} \frac{f_{pyd} - \sigma_{px}}{f_{pyd}} = (58,6 + 35,3)\varnothing = 94\varnothing = 1429 \text{ mm} \quad [32]$$

Em que  $l_{bp}$  é o comprimento de ancoragem básico, como se a armadura ativa não fosse protendida,  $l_{bpt}$  é o comprimento de transferência da força de protensão,  $l_{bpd}$  é o comprimento de ancoragem necessário (ação da protensão mais a das cargas).

No CG da armadura ativa, entre a extremidade da peça e a borda interna do nó, tem-se disponível o comprimento:

$$50 + a_0 + d'_p \cot\theta_a = 50 + 100 + 140 \cot 43,6^\circ = 297 \text{ mm} \quad [33]$$

Logo, a parcela da força de escoamento correspondente em uma nervura vale:

$$\frac{297}{1429} (3 \times 140 \times 1,487) = 0,252 \times 420 \times 1,487 = 130 \text{ kN} \quad [34]$$

Como a força a ancorar no nó em cada nervura é  $\frac{153,7}{2} = 76,8 \text{ kN}$ , vê-se que as armaduras ativa e passiva têm força total disponível no nó do apoio o valor  $130 + 32 = 162 \text{ kN} > 76,8 \text{ kN}$  em uma nervura. Apesar deste resultado favorável, adicionam-se três grampos longitudinais  $\varnothing 6,3$  CA-50, posicionados nos pontos médios de duas

barras longitudinais, e de comprimento  $1,50\text{ m}$ , cobrindo a tração ( $140,3/2\text{ kN}$ ) do nó seguinte ao do apoio. A força resistente destes três grampos vale, para uma nervura,  $3 \times (2 \times 31,5) \times 0,435 = 82,2\text{ kN}$ . Esta força somada à da barra inferior  $\varnothing 16$  resulta em  $82,2 + 36,1 = 118,3\text{ kN} > 76,5\text{ kN}$ , donde se vê que as armaduras passivas já garantem a ancoragem. Os grampos devem ser inseridos dentro dos estribos verticais.

Cabe neste ponto mencionar outros mecanismos resistentes, além do providenciado pela treliça, que podem ser considerados em peças protendidas: as forças de curvatura dos cabos curvos e o efeito de arco. O primeiro não se aplica no caso, pois a armadura é reta, mas o segundo poderia ser considerado. Uma vez que se garante nos nós dos apoios das nervuras do  $\pi$  a força total das armaduras igual a  $R_{p+s+\text{grampos}} = 2 \times (130 + 32 + 82) = 488\text{ kN}$ , ao efeito de arco corresponderia a carga:

$$q_d = \frac{8}{l^2} R_{p+s+\text{grampos}} z = \frac{8}{12^2} 488 \times 0,476 = 12,9\text{ kN/m} \quad [35]$$

Esta carga poderia ser descontada da carga externa, para a montagem da treliça, donde um valor  $\left(1 - \frac{26,82 - 12,9}{26,82}\right) = 48\%$  menor, quase a metade. Conforme apontado por Regan (2010, 1999), o mecanismo resistente pelo efeito de arco é particularmente importante em vigas de alma espessa (que tendem a se transformar em laje). No exemplo, mantém-se a solução anterior porque haveria redução nos estribos do primeiro segmento próximo ao apoio (zona D) e a restante armadura transversal já é praticamente igual à mínima.

No que segue, examina-se de forma aproximada a zona de extremidade em que ocorre a introdução da força de protensão, no comprimento de transferência igual a  $l_{bpt} = 70,9\varnothing \cong 1,1\text{ m}$ , sob ação somente da protensão. A Figura 5 mostra a transferência da força de protensão inicial ao concreto. Para as treliças resultantes que se iniciam na metade do comprimento de transferência, e têm diagonais inclinadas na proporção 2:1, i.e.,  $\theta = 26,6^\circ$  em relação à reta horizontal, resulta a força transversal de tração correspondente a uma cordoalha:

$$R_{st} = \frac{P_i}{4} = 49,3\text{ kN} \quad [36]$$

A armadura resultante, cobrindo a ação das três cordoalhas, para  $\gamma_p = 1,1$  e tensão  $\sigma_s = 250\text{ MPa}$ , distribuída em todo o comprimento de transferência, é igual a:

$$\frac{\gamma_p R_{st}}{\sigma_s l_{bpt}} = \frac{1,1 \times 49,3}{0,250 \times 1,10} = 197 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \approx 6E\varnothing 5 \text{ cada } 17,5\text{ cm} \quad [37]$$

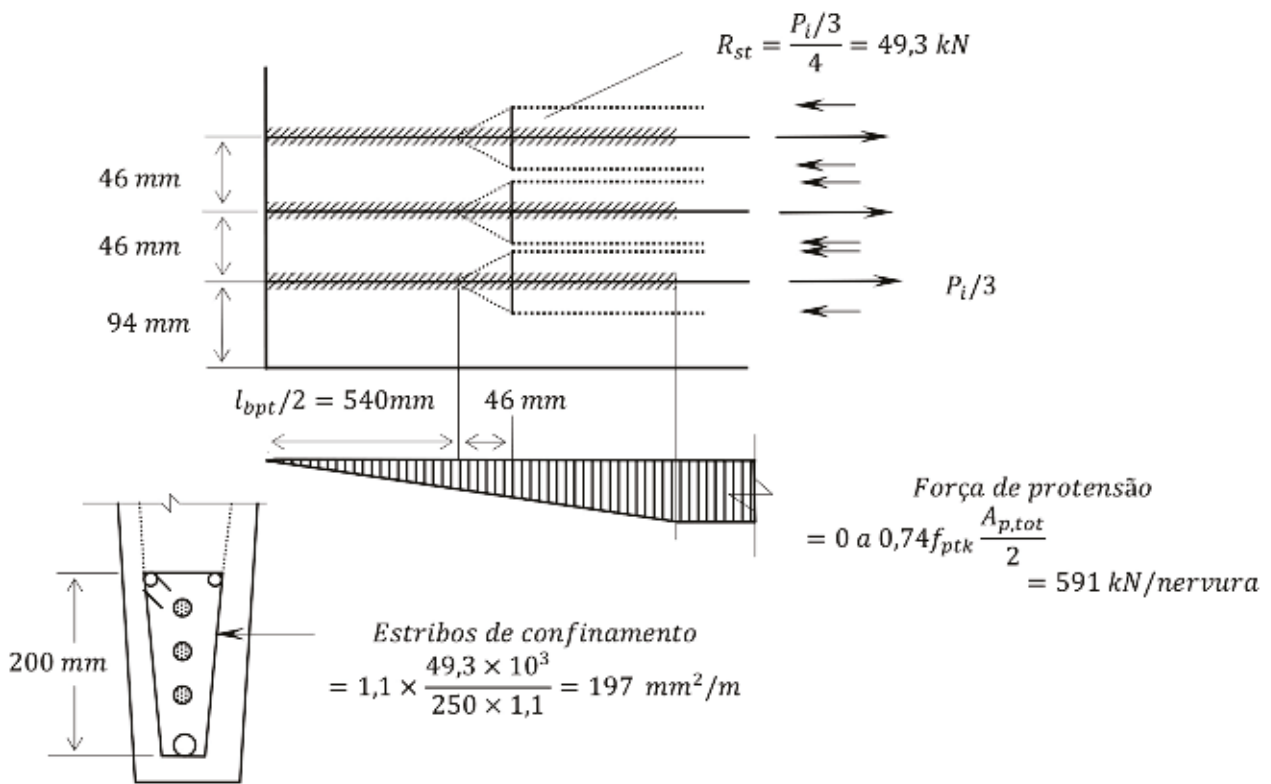
Esta armadura controla a fissuração no plano horizontal, e deve ser intercalada com os estribos verticais (que nos  $100\text{ cm}$  iniciais da extremidade também são espaçados cada  $17,5\text{ cm}$ ), para melhor confinar o concreto. Ver a Figura 8. Alternativa melhor, embora mais trabalhosa, consiste em substituir o estribo de confinamento por dois outros: o primeiro une a barra  $\varnothing 16$  e a segunda cordoalha, o segundo une a primeira e a última cordoalha. Com isto, têm-se quatro barras transversais à alma, ao invés de duas. A propósito, o MC-90, item 6.9.12.4, considera que as tensões de tração, originadas pela aderência da armadura protendida em pré-tração, são suficientemente controladas quando há armadura de confinamento das barras longitudinais na zona D. Se essa armadura não existir, essas tensões são resistidas pelo concreto em tração, para o que é exigido um cobrimento mínimo de concreto (em todas as direções) dado por:

$$\begin{aligned} \text{espaço entre barras} &\geq 3\varnothing \rightarrow \text{cobrimento} \geq 3\varnothing \\ \text{espaço entre barras} &< 3\varnothing \rightarrow \text{cobrimento} \geq 4\varnothing \end{aligned} \quad [38]$$

As tensões resultantes da ação da aderência a partir da barra tracionam o concreto, e podem produzir fissuração especialmente em plano horizontal entre duas barras, pois a ação de uma cordoalha sobre o concreto se soma à da seguinte.

### 2.3.4 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DO FLANGE

A armadura longitudinal necessária para resistir às tensões de tração no flange, na fase em vazio, quando atuam só a força de protensão inicial e o peso próprio, pode ser obtida da Figura 6. Este cálculo é feito na seção correspondente ao fim do comprimento de transferência, na seção em que se tem 100% da força de protensão, com  $P_i = \Sigma A_p \sigma_{pi} = (6 \times 140) \times 0,74 \times 1,9 = 1181\text{ kN}$ , distante  $z_{ip} = 0,307\text{ m}$  do eixo ideal e majorada por  $\gamma_p = 1,1$  e o momento do peso próprio  $M_g = 55\text{ kNm}$ , sem majorar, i.e.,  $\gamma_{fg} = 1$ . Com as características geométricas da seção ideal para  $j = 7\text{ dias}$ , área e módulos de resistência das bordas inferior e superior, respectivamente iguais a



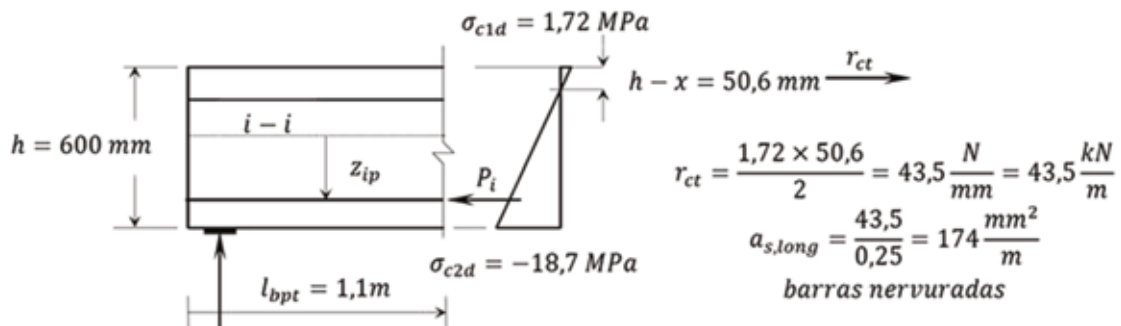
► **Figura 5**

Zona D nas extremidades, forças transversais à armadura longitudinal na nervura do  $\pi$  (coeficiente de segurança da força de protensão  $\gamma_p = 1,1$ )

$A_{i,7} = 371938 \text{ mm}^2$ ,  $W_{i2,7} = 22652,5 \times 10^3 \text{ mm}^3$ ,  $W_{i1,7} = -66065,1 \times 10^3 \text{ mm}^3$ ,  
 obtêm-se as tensões extremas indicadas na Figura 6.

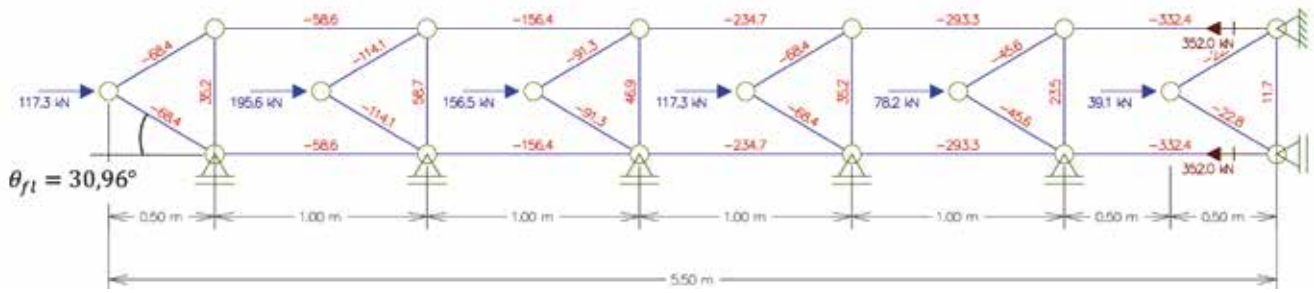
A armadura longitudinal, dimensionada com a tensão  $250 \text{ MPa}$ , refere-se apenas ao trecho das extremidades

com tensões de tração, e pode ser diminuída a cerca de  $2,5 \text{ m}$  das extremidades. Na alma tem-se, a armadura adotada para estribos, intercalada com os estribos de confinamento, cf. mostra a Figura 8. Uma alternativa de dimensionamento da zona D em peças protendidas em



► **Figura 6**

Estado limite último de ruptura no ato da protensão. Cálculo da armadura longitudinal no flange, cf. item 17.2.4.3.2 da NBR 6118: 2014



► **Figura 7**

Planta de metade do flange do  $\pi$ , respectivas geometria e forças da treliça (Obs.: na barra vertical central dobrar a força em virtude da simetria).

pré-tração baseada em tensões elásticas está indicada no MC90, item 6.9.12. Por este caminho, neste exemplo não há fissuração na zona D e, mesmo que houvesse, a armadura resultante não prevaleceria sobre a já calculada.

### 2.3.5 MONTAGEM DA TRELIÇA DO FLANGE E DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

A Figura 7 mostra em planta a treliça correspondente ao flange do  $\pi$ , (perpendicular à treliça da nervura), considerando apenas meia largura, i.e.,  $0,5b_{fl} = 1,20m$  e metade do vão, por causa da dupla simetria. Os apoios contra translação horizontal distam cada qual  $0,30m$  do plano vertical da nervura.

Nota-se desde logo que a soma das forças aplicadas é igual, no centro do vão, à força longitudinal de compressão atuante em metade do flange  $\frac{M_d}{2z} = 704kN$ . Assim, a força de compressão no centro do vão é transferida pouco a pouco para a alma da viga, até anular-se na extremidade do flange junto ao apoio. Em cada nó superior da treliça vertical referente a uma nervura, tem-se a força da diagonal (vinda do flange) multiplicada por  $\cos\theta$  (e  $\cos\theta_a$  no primeiro nó). Resultado igual decorre da diferença das forças nodais horizontais. Para obter a força de tração transversal  $R_{st,fl}$  adota-se  $\theta_{fl} = 30,96^\circ, \tan\theta_{fl} = 0,6$  (poderia ser  $\tan\theta_{fl} = 2/3$ , cf. recomendado no item 9.6.2.2 e Figura 9.6 da NBR 6118:2014), donde seu valor máximo:

$$R_{st,fl} = 195,6 \frac{\tan 30,96^\circ}{2} = 195,6 \times 0,3 \cong 58,7 \text{ kN} \quad [39]$$

como indicado na Figura 7. Neste exemplo, mantém-se em todo o flange a armadura calculada para esta máxima força, a qual deve ser distribuída em  $z \cos\theta = 1m$ :

$$a_{st,fl} = \frac{R_{st,fl}}{z \cos\theta f_{ywd}} = \frac{58,7}{1 \times 0,435} = 135 \frac{\text{mm}^2}{m} \quad [40]$$

A compressão diagonal no concreto do flange é baixa, e resulta da expressão:

$$\sigma_{c,fl} = \frac{\max |R_{c,fl}|}{(z \cos\theta) \times (\sin\theta_{fl}) \times h_{fl}} = \frac{114,1 \times 10^3}{1 \times 10^3 \times \sin 30,96^\circ \times 100} = 2,2 \text{ MPa} \ll f_{cd2} \quad [41]$$

Além desta armadura, deve-se considerar aquela necessária para a flexão transversal do flange, o qual pode ser considerado como uma laje biapoiada nas nervuras sujeita a dois carregamentos: (1) cargas totais em toda largura, para efeito da armadura superior, e (2) peso próprio do flange mais o restante da carga somente entre as nervuras. No exemplo bastam armaduras transversais mínimas superior e inferior. Estas armaduras, cf. o item 17.3.5.2.1 da NBR 6118: 2014, para seção retangular e  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ , resultam da taxa geométrica mínima,  $\rho_{min} = 0,18\%$ , referida à altura  $h$  do flange, donde:

$$a_{s,min} = 0,18\% \times 100 = 0,180 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 180 \frac{\text{mm}^2}{m} \quad [42]$$

Assim, a armadura total transversal na camada superior do flange é igual a:

$$a_{stot,fl} = 135 + 180 = 315 \frac{\text{mm}^2}{m} = 1\varnothing 8 \text{ cada } 15 \text{ cm, superior} \quad [43]$$

E deve ser posicionada na face superior do flange, pois na flexão do  $\pi$  resultou uma altura do bloco retangular de tensões igual a  $y = 24,4 \text{ mm} \ll h_{fl} = 100 \text{ mm}$ . Longitudinalmente,



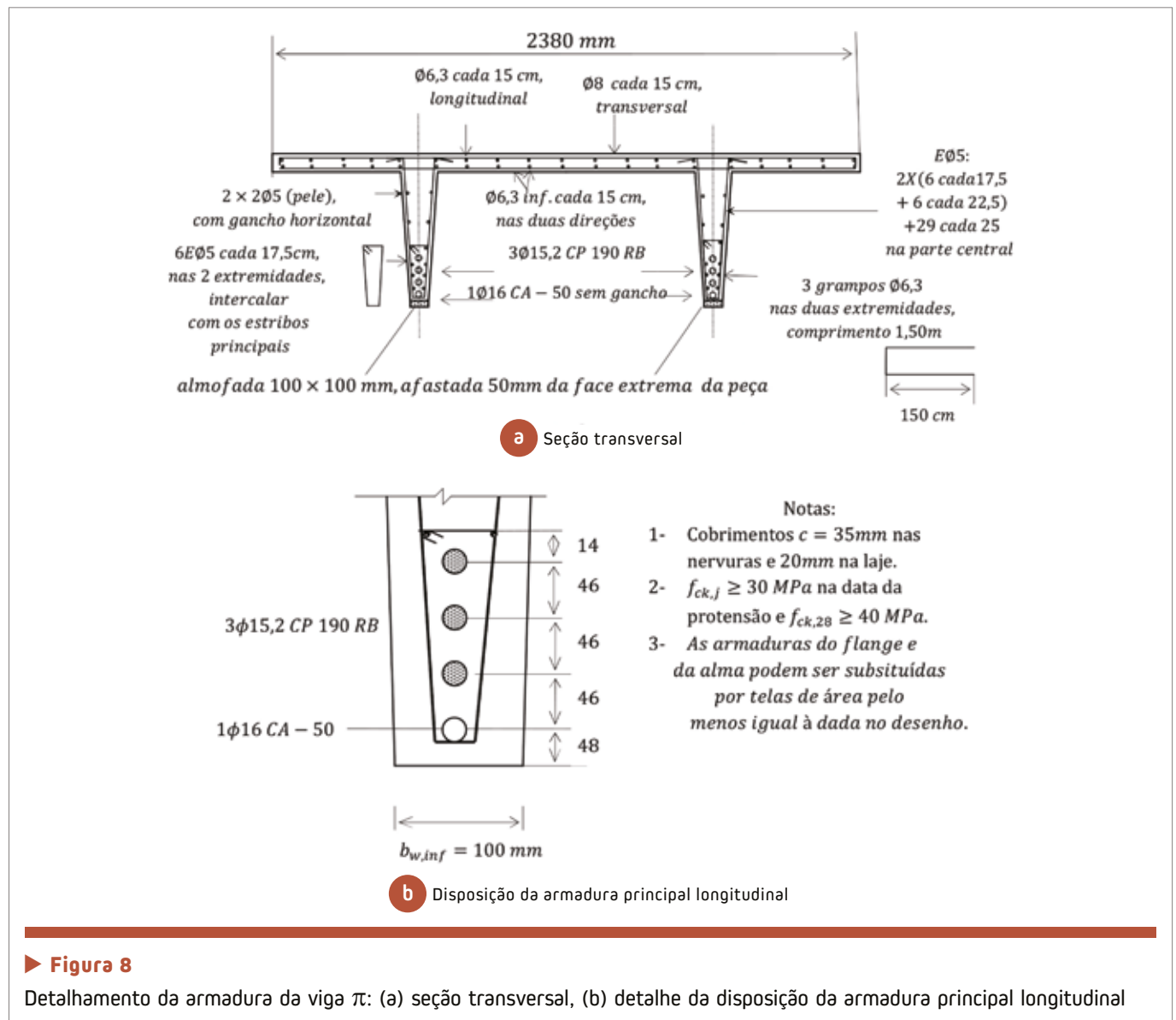
pode-se adotar  $a_{s,min} = 180 \frac{mm^2}{m} = 1\varnothing 6,3 \text{ cada } 15 \text{ cm}$ . Esta armadura, na face superior, atende à exigida nas extremidades para as tensões de tração na fase em vazio (cf. calculado na Figura 6). Na face inferior do flange, adota-se também a mesma armadura mínima nas duas direções. Ver na Figura 8 o detalhamento da armadura do  $\pi$ .

### 3. CONCLUSÃO

O exame de peças pré-moldadas e protendidas em pré-tração nos ELUs pode ser feito de modo relativamente simples e seguro, usando no dimensionamento à flexão e à força cortante modelos de treliça resultantes de campos de compressão (banzo superior e diagonais em estado uniaxial de compressão) e de tração (banzo inferior, em parte ou no todo, e estribos, em estado uniaxial de tração), decorrentes da

aplicação da teoria da plasticidade. Particularmente na ação combinada da força cortante e do momento fletor não entra a parcela resistente  $V_c$  ou  $\tau_c$ , mas o estado duplo de tensões (compressão-tração) no concreto da alma é levado em consideração na redução em 30% da resistência do banzo “essencialmente comprimido” (cf. expressão do MC90, item 6.2.2.2, donde o valor adotado para  $f_{cd2}$ ). Com isto, o problema fica reduzido à sua forma mais simples e de fácil compreensão, e o engenheiro faz então contas seguras do tipo “força dividida por resistência = área, ou força dividida por área = resistência”.

Com relação à treliça da alma (cf. a Figura 3), chama-se a atenção para o fato de as forças do banzo superior (no caso de armadura protendida inferior), nas diagonais e nos montantes, não se alterarem, haja ou não a protensão. O que neste particular diferencia, então, peças em CA ou CP é a escolha




► **Figura 8**

Detalhamento da armadura da viga  $\pi$ : (a) seção transversal, (b) detalhe da disposição da armadura principal longitudinal

do ângulo de inclinação das diagonais, o qual pode ser menor no CP, pois a peça protendida (e a peça com força normal de compressão significativa) é dimensionada usualmente para não haver fissuração em serviço. Isto é o que quer dizer a expressão “compressão significativa”. Em outras palavras, o dimensionamento no ELU não dispensa verificações em serviço.

Da mesma forma, no flange aplica-se modelo de treliça derivado de campos de tensão, conforme foi mostrado na Figura 7. O mesmo se pode dizer do nó de apoio, da ancoragem das armaduras, e ainda do tratamento da zona D, cujo esforço de pesquisadores em datas recentes consiste em integrá-la à zona B, numa só treliça.

Quanto à protensão da armadura, como se mostrou, o modelo resistente é separado em duas partes, observando-se o seguinte: na primeira, a protensão atua como ação, com tensão  $\sigma_{pnd,\infty}$ , e nela só há forças no banzo inferior, iguais em intensidade e de sentidos opostos no concreto e na armadura. Na segunda, a armadura de protensão atua como se fosse passiva com o restante de resistência disponível ( $f_{pyd} - \sigma_{pnd,\infty}$ ). Como se vê, a soma de ambas as partes explora no máximo a resistência  $f_{pyd}$ .

Por fim, acentua-se a possibilidade de uso do efeito de arco, desde que a ancoragem da armadura garanta a força de empuxo correspondente. 

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- [02] BUCHAIM, R. Concreto Protendido: Tração Axial, Flexão Simples e Força Cortante. EDUEL, 2007. Londrina, Pr.
- [03] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990. London: Thomas Telford, 1993.
- [04] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (fib). CEB-FIP. MODEL CODE 2010. Final draft. Volumes 1 and 2. Bulletins 65 and 66. March 2012.
- [05] RAMIREZ, J. A. Strut-Tie Design of Pretensioned Concrete Members. ACI Structural Journal. September-October, 1994.
- [06] REGAN, P. Ultimate limit state principles. In: FEDERATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Bulletin 52. Structural Concrete: textbook on behavior, design and performance. Lausanne, v.2, sec. ed., 2010, first ed. 1999.



## A experiência de quem saber fazer.

A Mega Concreto chega com uma equipe motivada e liderada por profissionais experientes que gostam de desafios. Não é a toa que muitas das histórias do concreto no Brasil foram escritas por eles e pelo visto escreverão muitas mais.

### Nossa estrutura

- 120 m<sup>3</sup>/h de produção de concreto de qualidade.
- Produção e entregas informatizadas.
- Precisão e rapidez no atendimento.
- Estrutura eficiente de pós-venda.
- Soluções para obras de pequeno, médio e grande porte.
- Usinas de canteiro.

11 3616.2244 [www.megaconcreto.com.br](http://www.megaconcreto.com.br)



# Capitéis protendidos com aberturas adjacentes aos pilares

---

RAFAEL ALVES DE SOUZA – PROFESSOR TITULAR

---

JOÃO DE MIRANDA – PROFESSOR APOSENTADO

---

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

---

LEANDRO MOUTA TRAUTWEIN – PROFESSOR ADJUNTO

---

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

## I. INTRODUÇÃO

A ligação direta entre pilares e lajes de concreto armado, sem o auxílio de vigas, é uma alternativa cada vez mais frequente nos projetos da construção civil. As lajes lisas apresentam algumas vantagens em relação ao sistema tradicional (laje – viga – pilar), como a adaptação da obra a diferentes finalidades durante a sua vida útil (flexibilidade de layout), devido à inexistência de vigas e devido à facilidade com as fôrmas.

Para grandes vãos, a utilização de lajes lisas nervuradas é uma alternativa cada vez mais utilizada pelos projetistas, pois é um sistema estrutural que consiste de um conjunto de vigas (nervuras) que se cruzam solidarizadas por uma mesa de concreto, apoiada diretamente sobre pilares através de uma região maciça. A presença da nervura permite que o peso próprio da estrutura seja reduzido, devido à eliminação de parte do concreto abaixo da linha neutra, o qual se encontra submetido a tensões de tração, propiciando um melhor aproveitamento do aço e do concreto.

Na região de ligação laje x pilar em lajes lisas, verificam-se elevadas tensões originadas pelas forças cortantes, que podem provocar ruptura por punção da laje, com uma carga inferior àquela de flexão. A ruptura por punção está associada à formação de um tronco de pirâmide que tende a se desligar da laje, em muitos casos de maneira frágil. Dessa maneira, a resistência ao cisalhamento (punção) é um fator importante no dimensionamento das lajes lisas, sendo frequentemente um fator condicionante para a escolha da espessura da laje, da geometria dos pilares, da resistência à compressão do concreto, do uso de capitel ou da utilização de armadura de cisalhamento.

A presença de furos pode dar origem a carregamentos assimétricos na laje que geram uma transferência de momento fletor da laje para o pilar. Este tipo de solicitação assimétrica também pode ser provocado por comprimentos desiguais de vãos adjacentes ou carregamentos desbalanceados. Para contornar a redução da resistência à punção, pode-se utilizar armadura de cisalhamento ou a protensão do capi-

tel, no caso de lajes nervuradas. Infelizmente, as pesquisas e as diretrizes normativas sobre o comportamento da ligação laje-pilar, com furo adjacente ao pilar e transferência de momento fletor da laje ao pilar ainda são incipientes.

Furos em lajes lisas são frequentemente utilizados para a passagem de tubulações de água, esgoto, eletricidade, telefone e outros. A existência de furos adjacentes ou próximos a pilares centrais de lajes lisas indica que a resistência ao puncionamento pode ser sensivelmente reduzida em relação à mesma ligação sem furo, uma vez que a presença de aberturas reduz o perímetro crítico. As conclusões comuns entre os autores são o enfraquecimento da região em torno dos furos e a necessidade de reforço, principalmente com armadura de combate ao cisalhamento. Outra alternativa para este reforço consiste no uso da protensão na região do capitel ou da ligação laje-pilar.

## 2. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

A determinação da tensão nominal cisalhante em uma determinada superfície de controle e sua comparação com

a resistência do concreto ao esforço de cisalhamento (calculada através da resistência à compressão do concreto) é uma maneira de se prever a carga de ruptura por punção de uma laje lisa ou nervurada. Os códigos e métodos de cálculo, em geral, se diferenciam pela superfície de controle e a tensão cisalhante admissível a serem considerados. A Tabela 1 apresenta os perímetros de controle e suas localizações para lajes lisas com furos de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, ACI 318-11, Eurocode 2:2004 e fib Model Code 2010.

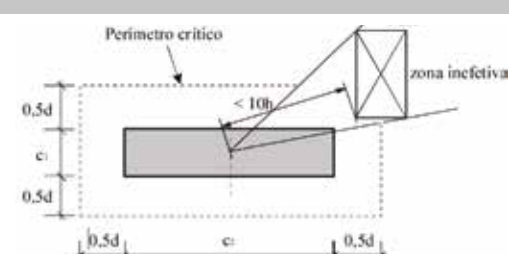
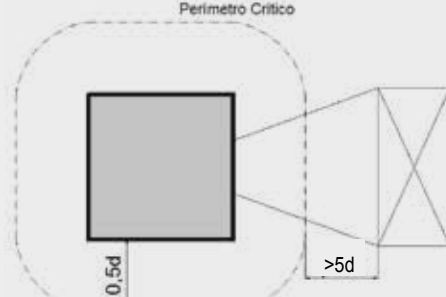
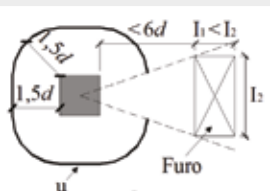
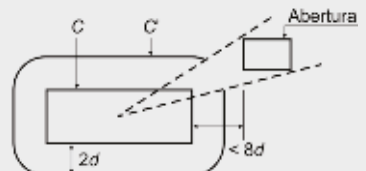
Na Tabela 2 são apresentadas as equações utilizadas no cálculo da carga de ruptura de lajes lisas. Conforme pode-se observar, o modelo de cálculo da ABNT NBR 6118:2014 para lajes sem armadura de cisalhamento prevê a verificação da tensão resistente à punção em duas superfícies críticas: a) Superfície dada pelo perímetro C do pilar ou da carga concentrada, verificando a tensão de compressão do concreto; b) Superfície crítica afastada “2d” do pilar ou da área carregada, caracterizada pelo perímetro C’.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, se existir na laje uma abertura situada a menos de “8d” do contorno C, não será considerado o trecho do contorno C’ entre as duas retas que passam pelo centro de gravidade da área de aplicação de carga e que tangenciam o contorno da abertura (Tabela 1). Com relação à presença de furos próximos aos pilares, localizados até uma distância de dez vezes a altura da laje (10h) a partir do centro do pilar ou área carregada, o ACI 318-11 recomenda uma redução no perímetro da seção crítica. Esta redução é dada pelo comprimento do perímetro compreendido entre as linhas radiais que partem do centro do pilar e tangenciam os vértices do furo.

Para a determinação da tensão provocada pelo momento, o fib MC 2010, o EC2:2004 e a ABNT NBR 6118:2014 indicam que deve ser calculado o momento plástico resistente  $W_1$ , dado pela Equação 1. A referida equação indica como determinar o módulo resistente

para uma laje sem furo, através da somatória dos momentos causados pelos trechos do perímetro de controle em relação ao eixo que passa no centro do pilar, em torno do qual atua o momento  $M_{sd}$ . Para lajes com furos, o módulo resistente  $W_1$  é igual à somatória dos

► Tabela 1 – Perímetros de controle com a existência de furos

Normas	Perímetros de controle
ACI 318-11	 <p><math>b_0</math> – perímetro de controle para lajes com furos distantes até 10h (h=altura total da laje) do centro do pilar.</p>
fib MC 2010	 <p>u – perímetro de controle para lajes com furos distantes até 5d da face do pilar.</p>
EC2:2004	 <p>Se <math>I_1 &gt; I_2</math>, adotar: <math>I_2 = \sqrt{I_1 I_2}</math></p> <p>u – perímetro de controle para lajes com furos distantes até 6d da face do pilar.</p>
ABNT NBR 6118:2014	 <p>C, C' – perímetros de controle para lajes com furos distantes até 8d da face do pilar.</p>

momentos causados pelos trechos do perímetro crítico, em relação ao eixo do pilar em torno do qual atua o momento  $M_{sd}$ .

$$W_1 = \int_0^{u_1} e \cdot dl \quad [1]$$

Onde:

“dl” é o comprimento elementar do perímetro de controle;

“e” é a distância de dl ao eixo em torno do qual atua o momento  $M_{sd}$ .

O fib MC 2010 recomenda, para lajes protendidas, que a carga  $F_{sd}$  pode ser reduzida pela soma das componentes verticais das forças nas cordoalhas passando pelo pilar ou dentro de uma região distante h/2 do pilar. Para o ACI-318/2011, a contribuição do concreto

( $V_c$ ) em lajes protendidas pode ser calculada a partir das Equações 2 e 3.

$$V_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_0 d + V_p \quad [2]$$

$$V_p = 2(n_{cabos} \cdot P_p \cdot \text{sen} \alpha_x) + 2(n_{cabos} \cdot P_p \cdot \text{sen} \alpha_y) \quad [3]$$

Onde:

$f_{pc}$  é a tensão de compressão no concreto, dado pelo valor média para as duas direções;

$V_p$  é a componente vertical de todas as forças efetivas de protensão que passam pela seção crítica;

$\beta_p$  é o menor valor entre 0,29 ou  $(\alpha_s d / b_0 + 1,5) / 12$ ;

$b_0$  é o perímetro de controle;

d é altura útil.

Para a verificação de elementos estruturais protendidos, a NBR6118/2014 utiliza as Equações 4 e 5.

$$\tau_{sd,ef} = \tau_{sd} - \tau_{pd} \quad [4]$$

$$\tau_{pd} = \frac{\sum P_{k\text{inf},i} \cdot \text{sen} \alpha_i}{u \cdot d} \quad [5]$$

Onde:

$\tau_{pd}$  é a tensão devida ao efeito dos cabos de protensão inclinados que atravessam o contorno considerado e passam a menos de d/2 da face do pilar;

$P_{k\text{inf},i}$  é a força de protensão no cabo i;

$\alpha_i$  é a inclinação do cabo i em relação ao plano da laje no contorno considerado;

u é o perímetro crítico considerado;

d é altura útil.

### 3. ESTUDO DE CASO

O estudo de caso a ser apresentado refere-se à laje de subsolo de uma edificação comercial projetada pelos autores. A edificação é constituída de 8 lajes nervuradas protendidas com áreas em planta oscilando entre 989 m<sup>2</sup> e

► Tabela 2 – Equações utilizadas no cálculo da carga de ruptura de lajes lisas

Normas	Lajes sem armadura de cisalhamento	Verificação do esmagamento da diagonal comprimida do concreto
ACI 318-11	$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d$ $V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d$ $V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d$ <p>Menor valor entre as três equações.</p>	Não há recomendação
fib MC 2010	$V_{Rd} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d$ $k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,6 \psi} \leq 0,6$ <p><math>b_0</math> – perímetro de controle; <math>\psi</math> – rotação da laje, fora da região da fissura crítica da punção.</p>	Não há recomendação
EC2:2004	$V_{Ed} = \frac{0,18}{\gamma_c} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d(\text{mm})}} \right) (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} u d$ $V_{Ed} = 0,3 f_c \left( 1 - \frac{f_c}{250} \right) u d$ <p>Menor valor entre as duas equações.</p>	Não há recomendação
ABNT NBR 6118:2014	$F_{Sd} = 0,13 \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{d(\text{cm})}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} C$	$F_{Sd} = 0,27 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} C d$

$f_{ck}$ ,  $f'_c$ : resistência característica à compressão do concreto (MPa);

$\beta_c$ : razão entre o comprimento do maior lado sobre o menor lado do pilar;

$\alpha_s$ : constante que assume os seguintes valores: 40 para pilares internos, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto;

$\rho_1 = \rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ , taxa de armadura nas duas direções ortogonais, obtida utilizando uma largura igual a dimensão do pilar mais “3d” para cada um dos lados (ou até a borda da laje, se esta estiver mais próxima);

$b_0$ ,  $u_1$ , C e C’: perímetro de controle considerado;

d: altura útil.



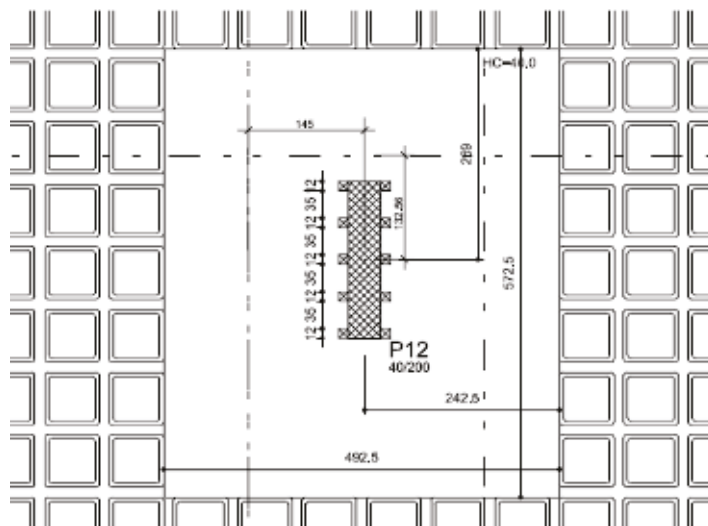
► **Figura 1**

Laje nervurada protendida com cerca de 11,80 m de vão nas direções ortogonais

1059 m<sup>2</sup>, em função de balanços e reentrâncias alternados entre os diversos pisos. Objetivando dar maior flexibilidade de ocupação aos diversos pavimentos, eliminando-se as interferências usuais promovidas pelo sistema tradicional laje/viga, procurou-se utilizar um sistema nervurado protendido apoiado em uma malha de pilares de 40 cm x 200 cm, modulados em cerca de 11,80 m nas duas direções ortogonais, conforme ilustra a Figura 1.

Junto ao perímetro da edificação, foram utilizadas vigas faixas com a mesma altura das lajes, objetivando disponibilizar uma região mais rígida para a ancoragem das armaduras ativas. Na região de apoio das lajes junto aos pilares, foram utilizadas regiões maciças, objetivando promover maior resistência à punção. Procurou-se também introduzir uma protensão localizada, através da disponibilização de cabos adicionais intermediários aos cabos de protensão utilizados nas nervuras bidirecionais (foi utilizado um cabo de 12,7 mm, CP190 RB, em cada uma das nervuras). A presente técnica, que exigiu certa criatividade para a condução das atividades construtivas, foi denominada pelos autores do presente trabalho de “protensão chapéu” ou “protensão guarda-chuva”.

A Figura 2 procura apresentar em detalhes uma região próxima a um balanço da laje do subsolo e seu pilar mais próximo (pilar P12). Conforme po-



► **Figura 2**

Região do balanço da laje do subsolo

de-se observar, o pilar P12 apresenta um capitel de 4,92 m x 5,72 m, com altura de 40 cm, sendo que, nas laterais da maior dimensão do referido pilar, há 10 aberturas de 12 cm x 12 cm, que serviram para a passagem das tubulações elétricas e hidráulicas da edificação. Com exceção dos pilares-parede com formato em C, utilizados nas regiões dos elevadores, todos os pilares da edificação apresentaram regiões maciças e aberturas semelhantes àquelas ilustradas para o pilar P12.

Análises numéricas revelaram momentos fletores negativos de grande intensidade nos pontos de contato entre as lajes e os pilares, demandando armaduras negativas de grande calibre (16 mm, 20 mm, 25 mm, etc) e pequeno espaçamento, o que levaria a um grande congestionamento de armaduras. Levando-se em consideração as dúvidas em relação à confiabilidade do sistema automático de dimensionamento/detalhamento em relação à punção, em decorrência do grande número de aberturas junto aos pilares, decidiu-se aplicar uma protensão localizada (“protensão-chapéu”), com o objetivo de garantir maior segurança contra a punção e diminuir a quantidade de armaduras longitudinais na região maciça.

Na região do pilar P12 foram verificados, na direção x, momentos fletores negativos variando entre 16,2 tf.m/m e 29,1 tf.m/m. Para a direção y, observaram-se momentos negativos oscilando entre 16,4 tf.m/m a 37,6 tf.m/m. Observou-se ainda que o pilar P12 apresenta reação vertical de 130,7 tf, com a atuação de momentos fletores de 70,9 tf.m e 0,4 tf.m. Todos os esforços referem-se à totalidade das cargas permanentes e acidentais e foram obtidos com o auxílio de um modelo de grelha.

Na região maciça do pilar P12, foram disponibilizadas 15 monocordoalhas de 12,7 mm na direção x e 13 monocordoalhas de 12,7 mm na direção y. As cordoalhas utilizadas foram de aço CP 190 RB e referem-se à soma total das cordoalhas das nervuras mais as cordoalhas adicionais utilizadas na “protensão-chapéu”. A armação positiva, tanto na direção x quanto na direção y, foi constituída de barras de 8 mm espaçadas a cada 20 cm.

Por outro lado, a armação negativa da direção x foi constituída de barras de 12,5 mm a cada 16 cm, na região maciça, mais duas barras de 12,5 mm provenientes de cada uma das nervuras que atravessava a região maciça, o que totabilizou uma área de





► **Figura 3**  
Detalhe da ancoragem ativa  
na região maciça do pilar P12

aproximadamente  $11,08 \text{ cm}^2/\text{m}$ . A armadura negativa da direção y foi constituída de barras de 12,5 mm a cada 10 cm, na região maciça, mais duas barras de 12,5 mm provenientes de cada uma das nervuras que atravessava a região maciça, o que totalizou uma área de aproximadamente  $15,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

A Figura 3 procura apresentar um detalhe das armaduras ativas adicionais das regiões maciças junto aos pilares. Conforme pode-se observar, foi deixado um nicho de madeira conectado à forma inferior da laje, objetivando moldar o nicho de entrada para o macaco de protensão, isto é, a região de ancoragem ativa.

Junto às aberturas dos pilares foram ainda utilizados 3 grampos de 12,5 mm ao longo da altura do capitel, objetivando efetuar o reforço das aberturas efetuadas. A Figura 4 procura apresentar um detalhe da região maciça, com destaque para a região de ancoragem ativa da “protensão chapéu” e as aberturas existentes junto à maior dimensão dos pilares.

Para a laje do subsolo foram consumidas 1076 cubetas inteiras e 29 meia cubetas plásticas, com consumo de concreto classe C35 de  $237,11 \text{ m}^3$  para uma planta de aproximadamente  $989 \text{ m}^2$ . As cubetas utilizadas possuem altura de 35 cm, sendo que a altura final da laje nervurada foi de 40 cm (5 cm de capa). A largura das nervuras variou entre 12,5 cm na base e 22,5 cm no topo, levando a uma largura média de nervuras de 17,5 cm.

A laje nervurada do subsolo apresentou peso próprio de  $4,65 \text{ kN/m}^2$  na região nervurada, com um consumo de concreto estimado em  $0,186 \text{ m}^3/\text{m}^2$ . No dimensionamento da laje, considerou-se, além do peso próprio, revestimento de  $1,0 \text{ kN/m}^2$  e cargas lineares decorrentes de paredes e fachadas de vidro. Para a laje do subsolo foram consumidos  $15.215,05 \text{ kg}$  de armadura passiva (taxas de  $15,38 \text{ kg/m}^2$  e  $64,16 \text{ kg/m}^3$ ) e  $2.251,80 \text{ kg}$  de armadura ativa (taxas de  $2,27 \text{ kg/m}^2$  e  $9,49 \text{ kg/m}^3$ ).

#### 4. CONCLUSÕES

O presente artigo é uma revisão dos métodos de verificação à punção, com adaptações para os casos em que há protensão dos capitéis e a presença de aberturas junto aos pilares, a partir de um caso real de uma edificação em concreto armado/protendido já construída.

Na falta de procedimentos normativos consensuais, procurou-se apli-



► **Figura 4**  
Detalhe da “protensão chapéu”  
realizada nas regiões maciças

car as diretrizes contidas nos códigos americano (ACI 318-11), europeu (EC2:2004) e brasileiro (ABNT NBR 6118:2014) resumidos anteriormente. Apesar das referidas normas apontarem para uma boa segurança para as regiões sujeitas a aberturas, decidiu-se aplicar uma protensão adicional (“protensão chapéu”) nas regiões maciças e reforçar as aberturas com barras adicionais de flexão, tendo-se vista a visível falta de consenso sobre o assunto.

Finalmente, também foram realizadas na edificação provas de carga nas lajes nervuradas, com valores de carregamento em torno de  $400 \text{ kg/m}^2$ , o que permitiu concluir que a solução adotada apresentou comportamento apropriado. Portanto, a protensão localizada pode ser uma solução eficaz no combate à punção de capitéis sujeitos a aberturas, exigindo-se apenas trabalho adicional na confecção do nichos de protensão junto aos capitéis e angulação apropriada dos cabos de protensão. ↻

#### ► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 - Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- [03] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Standard EN 1992-1-1 Brussels, 2004.
- [04] FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (fib) Model Code 2010, First complete draft, 2 vol., Lausanne, 2010.

# Situações limite para vigas pré-fabricadas

GABRIEL DA MOTTA TREVIZOLI (1) – MESTRANDO

ROBERTO CHUST CARVALHO – PROFESSOR DOUTOR

ANDREW JOHN RICHTER CASS – MESTRANDO

LEONARDO MARTINS E SILVA – MESTRANDO

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

## I. INTRODUÇÃO

Sabe-se que a metodologia de cálculo de vigas pré-fabricadas protendidas implica uma série de verificações e considerações normativas que exigem do engenheiro de projetos uma minuciosa atenção para que não ocorram erros importantes no dimensionamento dessas peças. Nelas, a situação de serviço para protensão limitada e completa pode, muitas vezes, não ter suas condições atendidas.

Além disso, a necessidade de se verificar a intensidade das tensões em dois tempos distintos (antes e após as perdas de protensão) pode implicar duas situações conflitantes: no tempo zero, a protensão é máxima e o carregamento mínimo, e no tempo infinito, a protensão é mínima e o carregamento máximo. Situações essas que podem vir a ser mutuamente exclusivas.

Desta forma, propõe-se realizar o dimensionamento de peças protendidas partindo-se dos limites da área de armadura ativa ( $A_p$ ) para cada verificação em serviço e em vazio. Partindo das equações de tensão para as verificações em vazio e em serviço, isola-se a incógnita área da cordoalha e, para cada situação, verificam-se quais os limites de armadura, que é solução para a inequação. Somando os intervalos de cada verificação, obtém-se um intervalo comum, que é solução da viga.

Este artigo está inserido na dissertação de mestrado do autor (Trevizoli – “Programa livre para análise da armadura longitudinal e da transversal de vigas pré-tracionadas para diferentes seções”).

## 2. CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS

Partindo do princípio das equações de tensão, isolou-se a variável armadura de protensão ( $A_p$ ) e obteve-se, dessa forma, um intervalo de resultados que satisfizesse as condições estruturais da viga. Fazendo isso para cada uma das condições normativas, obtém-se um intervalo que seja solução para as

verificações no ELS para o tempo infinito e no ELU em vazio.

As equações de tensão são as seguintes:

$$\sigma_i = \frac{A_p * \sigma_p}{A_c} + \frac{A_p * \sigma_p * e_p}{W_i} - \frac{M_g}{W_i} - \frac{\Psi * M_q}{W_{i,t=\infty}} \quad [1]$$

$$\sigma_s = \frac{A_p * \sigma_p}{A_c} - \frac{A_p * \sigma_p * e_p}{W_s} + \frac{M_g}{W_s} + \frac{\Psi * M_q}{W_{s,t=\infty}} \quad [2]$$

Colocadas de forma genérica, onde  $\sigma_i$  e  $\sigma_s$  são as tensões na borda inferior e superior, respectivamente.

A NBR 6118:2014 determina os valores limites de tensão (Tabela 1).

Abaixo são apresentadas as inequações de equilíbrio utilizadas para definição dos intervalos, derivadas das equações de tensão, seguido de uma breve explicação.

a-) Verificação de compressão excessiva no tempo zero:

Borda inferior	Borda superior
$A_p \leq \frac{0,7 * f_{ckj} + \frac{M_{g1}}{W_i}}{\frac{\sigma_p}{A_c} + \frac{\sigma_p * e_p}{W_i}}$	$A_p \leq \frac{0,7 * f_{ckj} - \frac{M_{g1}}{W_s}}{\frac{\sigma_p}{A_c} - \frac{\sigma_p * e_p}{W_s}}$

[3]

b-) Verificação de limite de tração no tempo zero:

Borda inferior	Borda superior
$A_p \geq \frac{-1,2 * f_{ctm} + \frac{M_{g1}}{W_i}}{\frac{\sigma_p}{A_c} + \frac{\sigma_p * e_p}{W_i}}$	$A_p \geq \frac{-1,2 * f_{ctm} - \frac{M_{g1}}{W_s}}{\frac{\sigma_p}{A_c} - \frac{\sigma_p * e_p}{W_s}}$

[4]



► Tabela 1 – Exigências de durabilidade (NBR6118:2014)

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA 1	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CA4 11 e CAA 11	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA 1 e 11	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	ELS-D <sup>1</sup>	Combinação quase permanente
		Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D <sup>1</sup>	Combinação frequente

<sup>1</sup> A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com  $a_p = 25$  mm (figura 3.1).

**NOTAS**

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações em todas as classes de agressividade ambiental.

c-) Verificação de tração no tempo zero:

Borda inferior	Borda superior
$A_p \geq \frac{\frac{M_{g1}}{W_i}}{\frac{\sigma_p}{A_c} + \frac{\sigma_p * e_p}{W_i}}$	$A_p \geq \frac{\frac{M_{g1}}{W_s}}{\frac{\sigma_p}{A_c} - \frac{\sigma_p * e_p}{W_s}}$

[5]

f-) Verificação do estado limite de descompressão (ELS-D):

Borda inferior	Borda superior
$A_p \geq \frac{\frac{M_{g,t}}{W_i} + \frac{Y_{f2} * M_q}{W_{i,t=\infty}}}{\frac{\sigma_p}{A_c} + \frac{\sigma_p * e_p}{W_i}}$	$A_p \geq \frac{\frac{M_{g,t}}{W_s} - \frac{Y_{f2} * M_q}{W_{s,t=\infty}}}{\frac{\sigma_p}{A_c} - \frac{\sigma_p * e_p}{W_s}}$

[8]

d-) Verificação de compressão excessiva no tempo infinito:

Borda inferior	Borda superior
$A_p \leq \frac{0,7 * f_{ck} + \frac{M_{g,t}}{W_i} + \frac{Y_{f2} * M_q}{W_{i,t=\infty}}}{\frac{\sigma_p}{A_c} + \frac{\sigma_p * e_p}{W_i}}$	$A_p \leq \frac{0,7 * f_{ck} - \frac{M_{g,t}}{W_s} - \frac{Y_{f2} * M_q}{W_{s,t=\infty}}}{\frac{\sigma_p}{A_c} - \frac{\sigma_p * e_p}{W_s}}$

[6]

e-) Verificação do estado limite de formação de fissuras (ELS-F):

Borda inferior	Borda superior
$A_p \geq \frac{-f_{ctm} + \frac{M_{g,t}}{W_i} + \frac{Y_{f2} * M_q}{W_{i,t=\infty}}}{\frac{\sigma_p}{A_c} + \frac{\sigma_p * e_p}{W_i}}$	$A_p \geq \frac{-f_{ctm} - \frac{M_{g,t}}{W_s} - \frac{Y_{f2} * M_q}{W_{s,t=\infty}}}{\frac{\sigma_p}{A_c} - \frac{\sigma_p * e_p}{W_s}}$

[7]

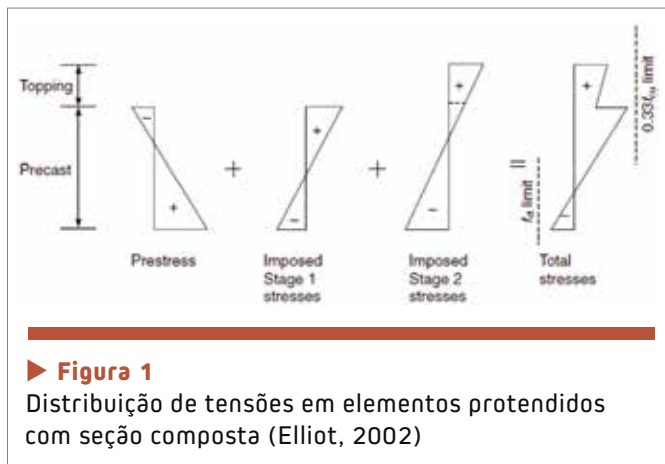
Lembrando que o valor de  $\gamma_{r2}$  depende da combinação analisada e explicitada na NBR 6118:2014:

$\gamma_{r2} = \Psi_1$  (frequente);  $\Psi_2$  (quase permanente) e 1 (rara).

Quando há alteração da seção transversal entre os tempos zero e infinito (decorrente do capeamento), há um aumento considerável nas características geométricas, como o módulo de resistência à flexão (W). De acordo com Elliot (2002), o carregamento permanente que existia antes do endurecimento desse concreto deve ser considerado resistido apenas pela seção pré-moldada no tempo infinito, assim como os momentos oriundos da protensão (ver Figura 1).

### 3. MODELOS ANALISADOS

Como objeto de estudo do artigo, analisaram-se três vigas com seções transversais diferentes e com carregamentos distintos. Considerou-se classe de agressividade II e IV



para cada uma das vigas. Desta forma, analisou-se seu comportamento frente aos diferentes tipos de protensão (limitada e completa). Para as combinações em serviço, os valores dos coeficientes  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$  são 0,3 e 0,4, respectivamente.

Onde:

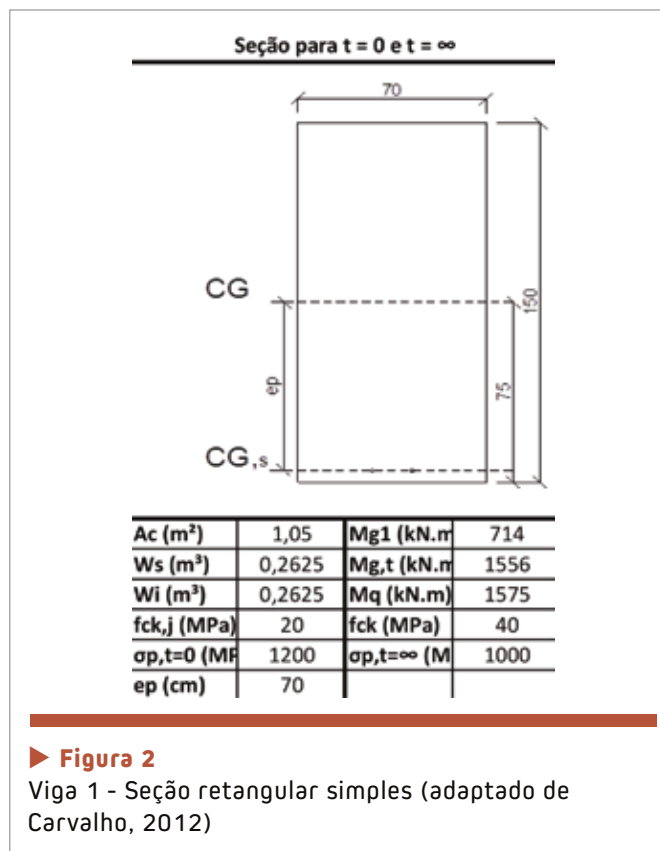
$A_c$ : área bruta de concreto da seção transversal;

$W_s/W_i$ : módulo de resistência à flexão superior e inferior, respectivamente;

$f_{ck,j}$ : resistência característica à compressão do concreto em vazio;

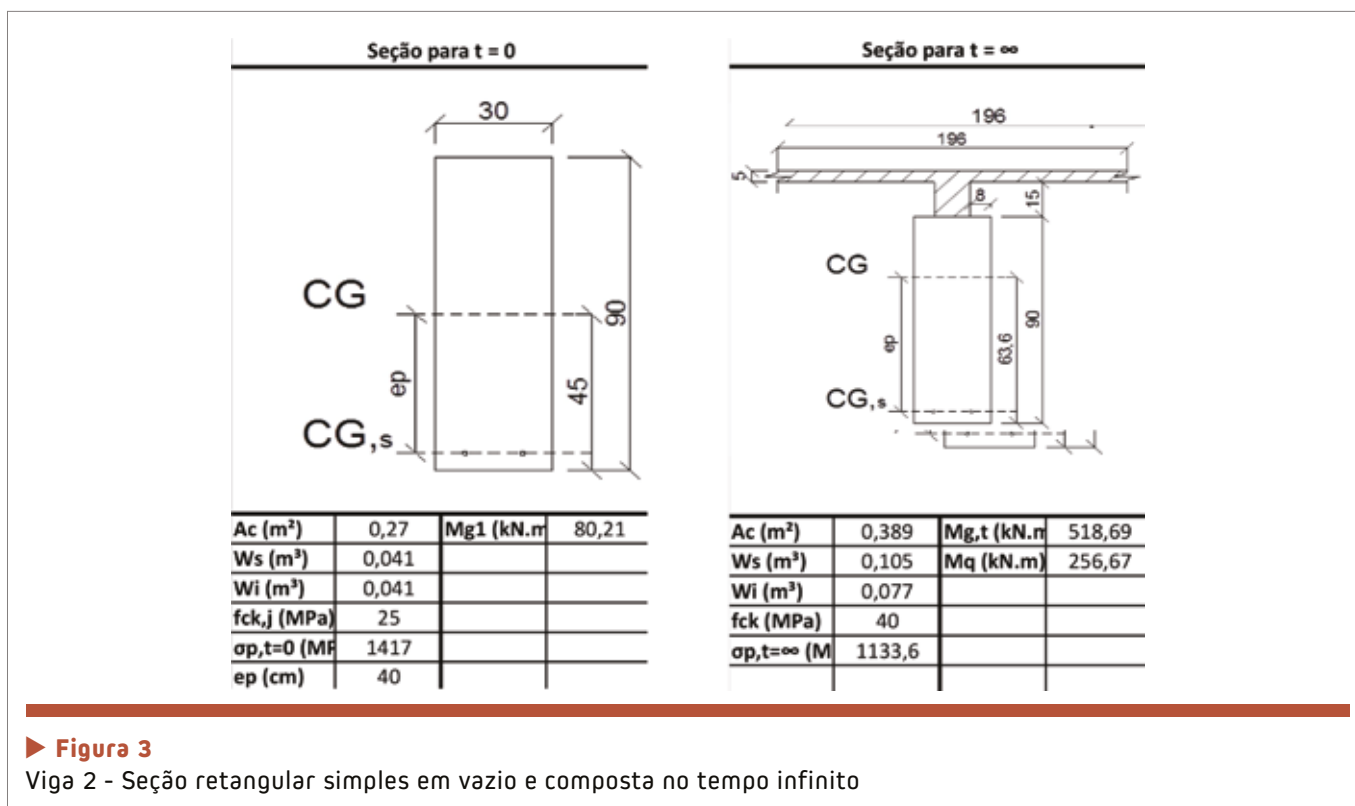
$f_{ck}$ : resistência característica à compressão do concreto;

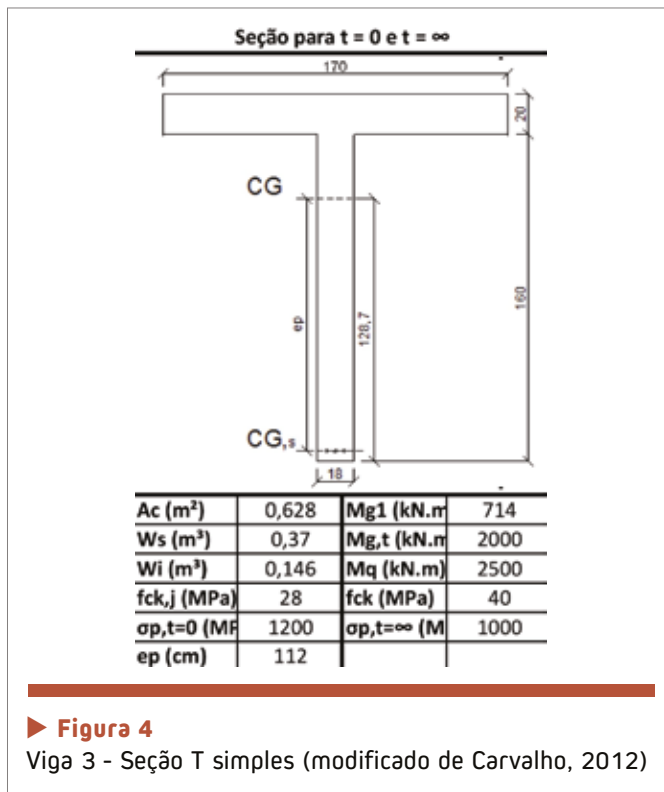
$\sigma_{p,t=0} / \sigma_{p,t=\infty}$ : tensão de protensão no tempo zero e no tempo infinito, respectivamente;



$e_p$ : excentricidade entre o CG da armadura e da seção transversal;

$M_{g1}/M_{g,t}/M_q$ : momento fletor, respectivamente, ao peso





► **Figura 4**

Viga 3 - Seção T simples (modificado de Carvalho, 2012)

próprio da peça, à carga permanente total e à carga accidental.

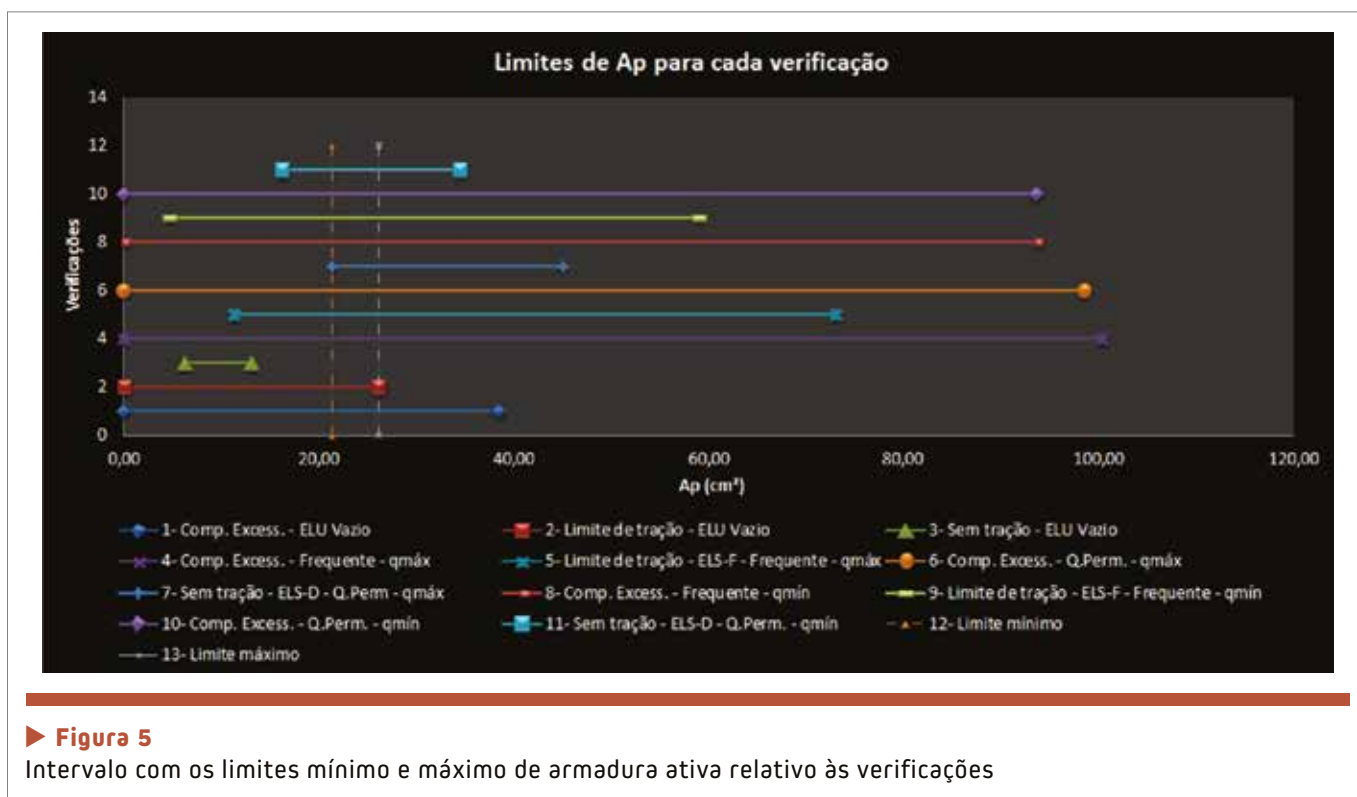
#### 4. RESULTADOS

Nas figuras 5 a 13 são apresentados os gráficos conten-

do os intervalos de armadura ativa. É importante ressaltar que a verificação número 3 (sem tração – ELU vazio) é a única que não precisa ser atendida. Sua análise é feita somente para verificar se haverá necessidade de armadura passiva na borda superior para controlar a fissuração.

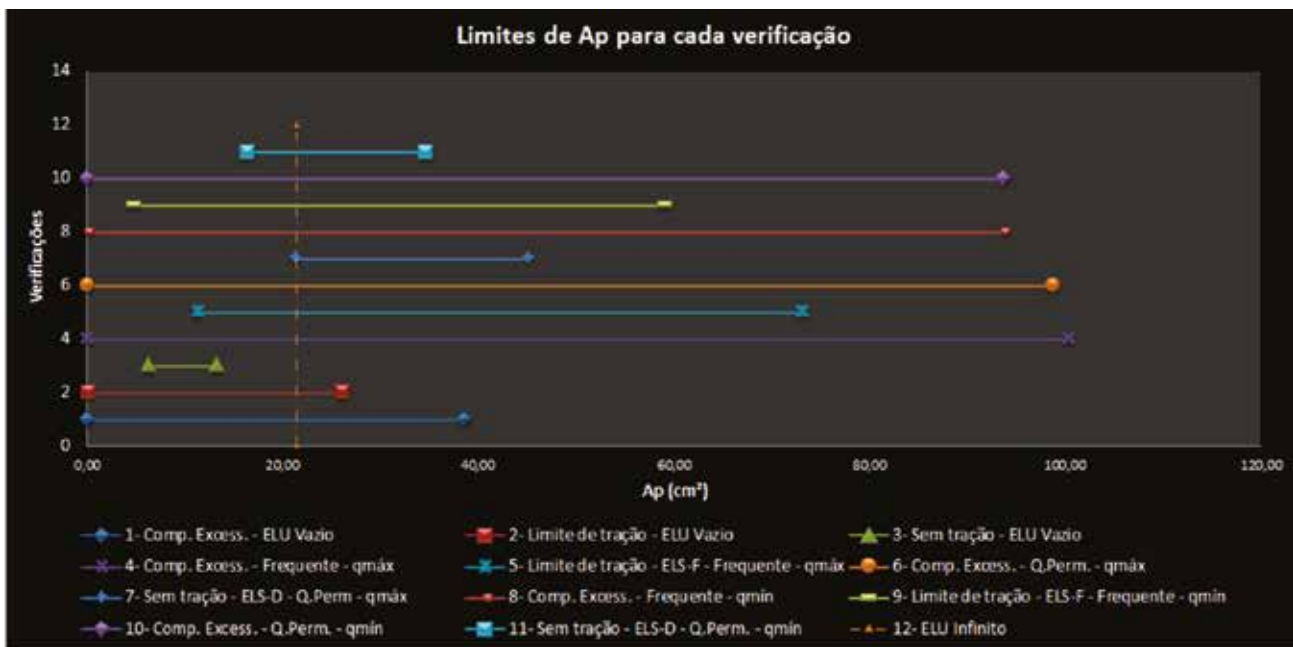
Também devem ser esclarecidas algumas notações adotadas para a elaboração dos gráficos, de forma a facilitar sua análise:

- Algumas verificações apresentaram limites dos valores de  $A_p$  negativo (Como essas soluções não representam uma solução técnica, optou-se por desprezá-los e não representá-los no gráfico);
- A legenda dos gráficos é composta por até quatro informações principais: numeração da verificação (de 1 a 13) em relação ao eixo das ordenadas do gráfico; verificação analisada (compressão excessiva; formação de fissuras – ELS-F e descompressão – ELS-D); combinação normativa (frequente; quase permanente e rara) e intensidade do carregamento accidental (Por exemplo: 10- Comp. Excess. - Q.Perm. -  $q_{\min}$  se lê: intervalo 10 do eixo das ordenadas, verificando-se a compressão excessiva para a combinação quase permanente e com accidental mínima);
- Cada caso é representado por dois gráficos parecidos. A diferença entre eles é que o primeiro representa o intervalo de soluções com os limites máximos e mínimos simbolizados pelas linhas tracejadas verticais e o segundo, pelo



► **Figura 5**

Intervalo com os limites mínimo e máximo de armadura ativa relativo às verificações



► **Figura 6**  
Posição da armadura no ELU em relação às verificações

dimensionamento no ELU após as perdas de protensão, também simbolizado por uma linha tracejada vertical.

#### Caso I - Viga I - CAA II - Protensão limitada

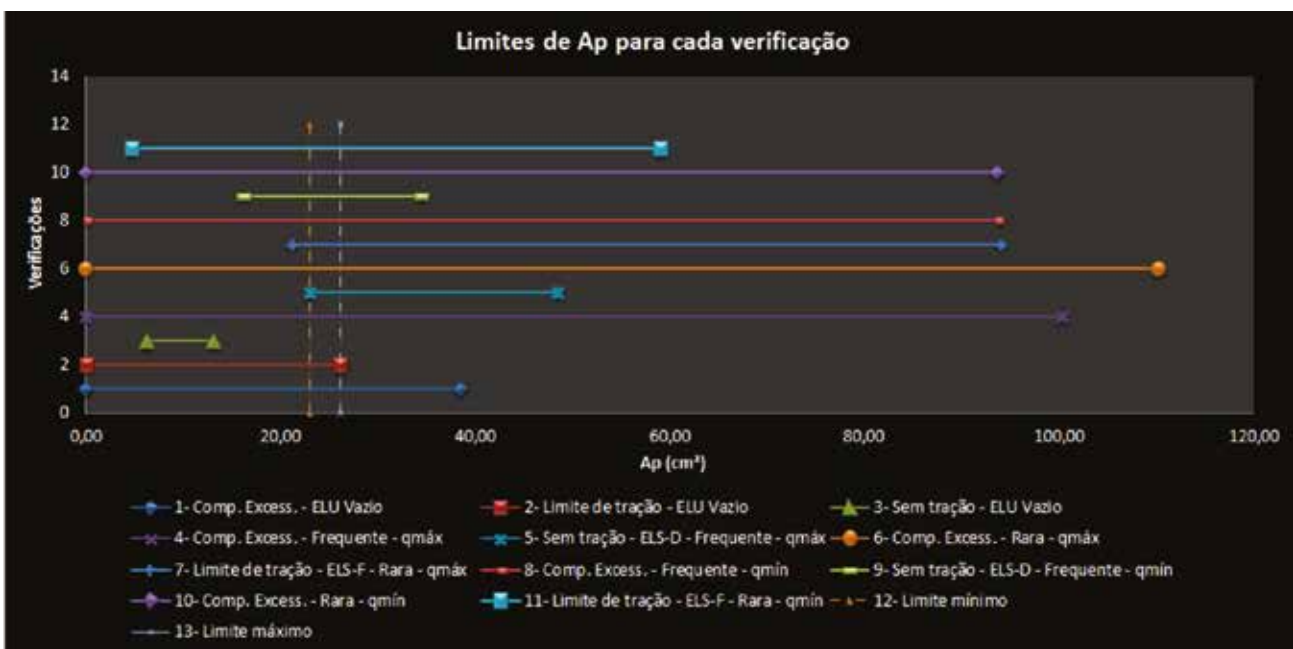
Para o Caso número 1, observa-se que o intervalo que satisfaz às condições está contido no início da verificação 7 e o final da verificação 2 ( $A_p$  entre 21,34  $cm^2$  e 26,12  $cm^2$ ).

E, como se pode observar, o dimensionamento apre-

sentou resultado dentro desse intervalo (21,50  $cm^2$ ). Logo, esta viga apresenta solução apenas com armadura ativa na borda inferior e necessidade de armadura passiva na borda superior para controle de fissuras em vazio.

#### Caso 2 - Viga I - CAA IV - Protensão completa

Para o Caso número 2, para a mesma viga, nas mesmas condições, alterando apenas a CAA, o resultado



► **Figura 7**  
Intervalo com os limites mínimo e máximo de armadura ativa relativo às verificações



► **Figura 8**  
Posição da armadura no ELU em relação às verificações

apresentou um intervalo parecido, embora levemente reduzido, como era de se esperar considerando um ambiente mais agressivo. Este possui um intervalo de soluções com limites entre as verificações 5 e 2 ( $A_p$  entre 22,99  $cm^2$  e 26,12  $cm^2$ ).

A única diferença é que a armadura no ELU no tempo infinito está abaixo desse intervalo, o que não vem a ser um problema, pois seu aumento só estará melhorando a

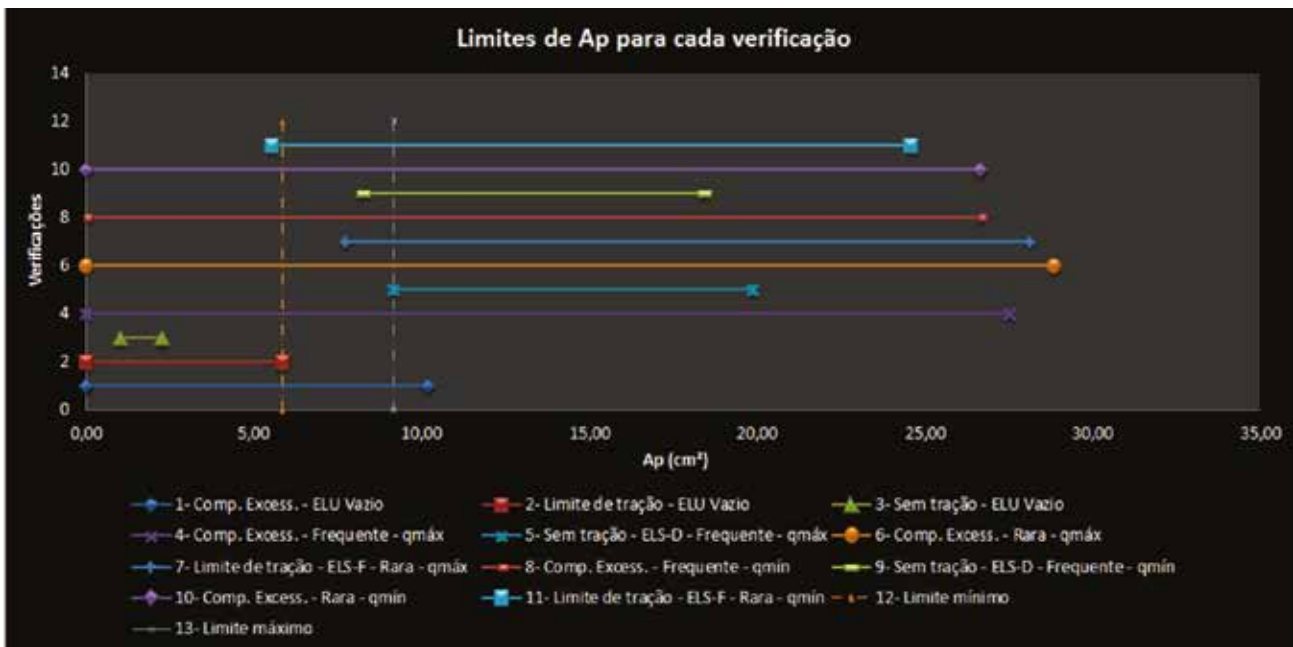
segurança da viga quanto à ruptura. Neste caso, ainda há a necessidade de armadura passiva na borda superior para controle de fissuração.

### Caso 3 - Viga 2 - CAA II - Protensão limitada

No Caso número 3, houve uma pequena incompatibilidade entre as verificações 2 (máximo de  $A_p$  de 5,87  $cm^2$ ) e 7 (mínimo de  $A_p$  de 8,95  $cm^2$ ). Conclui-se que o



► **Figura 9**  
Viga sem intervalo comum às verificações



► **Figura 10**  
Viga sem intervalo comum às verificações

problema desta viga está na tração excessiva na borda superior em vazio. Este pode ser resolvido com o uso de armadura ativa nas fibras superiores do elemento.

#### Caso 4 - Viga 2 - CAA IV - Protensão completa

Alterando a CAA desta viga, chega-se a conclusões semelhantes do caso anterior, com a diferença nos limites de  $A_p$  para as verificações.

#### Caso 5 - Viga 3 - CAA II - Protensão limitada

Para a viga do Caso número 5, o sistema apresenta solução semelhante a da viga 1. Existe um intervalo limitado pelas verificações 7 (20,32  $cm^2$ ) e 2 (22,03  $cm^2$ ), que é solução do sistema, muito embora tenha-se que utilizar armadura passiva para controle da fissuração na borda superior.

No entanto, quando se analisa o dimensionamento da armadura no ELU no tempo infinito, observa-se a seguinte situação (Figura 12).



► **Figura 11**  
Intervalo com os limites mínimo e máximo de armadura ativa relativo às verificações



► **Figura 12**  
Posição da armadura no ELU em relação às verificações

A armadura está fora do intervalo (26,80 cm<sup>2</sup>). Neste caso, a armadura é superior ao intervalo. Como solução para este, recomenda-se utilizar armadura mista, ou seja, utilizar uma armadura ativa, que satisfaça as verificações em serviço, e complementar a diferença com armadura passiva, satisfazendo o ELU.

incompatibilidade entre as verificações 1 e 7, que exigia um máximo de 22,03 cm<sup>2</sup> e um mínimo de 28,70 cm<sup>2</sup>, respectivamente. Diferentemente dos casos 2 e 3, no entanto, o problema foi na compressão excessiva em vazio. Posicionar armadura ativa na borda superior somente agravará o problema da compressão. Este é um caso onde, para as características fixadas, não há uma solução com armadura ativa.

### Caso 6 - Viga 3 - CAA IV - Protensão completa

Alterando a CAA no último Caso, a viga apresentou



► **Figura 13**  
Viga sem intervalo comum às verificações

## 5. CONCLUSÕES

O método de definição da armadura de protensão por meio da intersecção dos intervalos de soluções agiliza o processo de tomada de decisão quanto ao arranjo a ser utilizado na viga protendida. Nos exemplos apresentados foram definidos cinco situações limites.

- ▶ **Caso 1:** A armadura dimensionada no ELU está dentro do intervalo de solução das verificações. Conclusão: Pode-se utilizar apenas armadura ativa na borda inferior para satisfazer as condições da viga.
- ▶ **Caso 2:** A armadura dimensionada no ELU está à esquerda do intervalo de solução das verificações. Conclusão: É necessário aumentar a área de  $A_p$  para satisfazer as condições de serviço.
- ▶ **Caso 3 e Caso 4:** A viga também não apresenta solução

comum em vazio e no tempo infinito. No entanto, não há problemas em relação à compressão. Conclusão: Utilização de armadura ativa na borda superior para controle de tração.

- ▶ **Caso 5:** A armadura dimensionada no ELU está à direita do intervalo de solução das verificações. Conclusão: Reduzir a quantidade de armadura ativa de forma que esta fique dentro do intervalo e complementar a diferença com armadura passiva, satisfazendo o ELU.
- ▶ **Caso 6:** A viga não apresenta uma solução comum entre as verificações em vazio e no tempo infinito. Como agravante, o problema se dá na verificação de compressão em vazio. Logo, acrescentar armadura ativa na borda superior não é uma alternativa para este caso. Conclusão: A viga, para os valores fixados, não apresenta solução com armadura ativa. A variação da excentricidade não foi objeto de estudo desse artigo. ↩

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- [02] CARVALHO, R. C. Estruturas em concreto protendido. 1a Ed. São Paulo: Pini, 2012. 431 p.
- [03] COLLINS, M. P. Prestressed concrete structures. 1a Ed. Ontario: Copywell, 1997. 766 p.
- [04] ELLIOTT, K. S. Precast Concrete Structures. 1ª Ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2002. 375 p.
- [05] INFORSATO, T. B. Considerações sobre o projeto, cálculo e detalhamento de vigas pré-fabricadas protendidas com aderência inicial em pavimentos de edificações. 2009. 259 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil (PPGECiv), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009.
- [06] PCI (2010). Precast & Prestressed Concrete Institute. Design Handbook. 7th edition. Chicago, IL.

# PENETRON torna um bom concreto ainda melhor

## Melhorando a performance do concreto

Uma característica que impacta na durabilidade do concreto é a permeabilidade à água. Adicionar **PENETRON ADMIX** ao concreto, aumenta a proteção das estruturas por meio da redução do ingresso de substâncias potencialmente agressivas como: dióxido de carbono, cloretos, sulfatos entre outras substâncias. **PENETRON** é a solução eficaz para aumentar a vida útil do concreto e a durabilidade das estruturas.



**PENETRON**<sup>®</sup>  
TOTAL CONCRETE PROTECTION

**PENETRON BRASIL**

penetron.com.br

TELEFONE: + 55 12 3159-0090

+ 55 12 2131-4801 / + 55 12 2131-4802

EMAIL: info@penetron.com.br



# Alvenaria estrutural protendida: procedimento e aplicação

---

J. M. DÉ SIR – PROFESSOR DOUTOR

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

---

---

R. CARDOSO – ENGENHEIRA CIVIL

---

## I. INTRODUÇÃO

○ uso da alvenaria como estrutura tem se consolidado cada vez mais no Brasil. Em diversos países, existem muitas construções de grande porte, realizadas em alvenaria estrutural e que demandam soluções arrojadas. É o caso, por exemplo, de edifícios relativamente altos, silos, muros de arrimo, reservatórios, construções baixas, mas com pé direito alto. Nessas construções, a presença de tensões de tração se torna uma preocupação, já que as ações laterais, origem da tração, são mais significativas. A utilização de protensão tem a vantagem de permitir a adequação do sistema à fase construtiva no qual se encontra ajustado o nível de tensão admissível. Assim, a protensão possibilita que as estruturas suportem ações laterais elevadas, tendo elementos com grande esbeltez.

O objetivo principal do trabalho é a apresentação de diretrizes para o dimensionamento de elementos estruturais utilizando o sistema de alvenaria estrutural protendida, à luz das exigências normativas vigentes, e de um exemplo de aplicação em parede alta de galpão. Para isso, são apresentados os principais aspectos do sistema, os procedimentos de execução sintetizando os parâmetros de projeto a serem

usados no dimensionamento de uma estrutura, conforme detalhado em Cardoso (2013).

## 2. CONSIDERAÇÕES SOBRE A ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA

Existem muitos trabalhos na literatura apresentando materiais e métodos para a utilização da protensão na alvenaria estrutural. Os assuntos tratados pelos autores são os mais diversos: unidades e argamassa, graute, armadura de protensão, aplicação da protensão, grauteamento e contenção lateral das armaduras, ancoragem das barras, proteção das barras, o método construtivo, dentre outros. Pelo escopo deste trabalho, estes assuntos não serão tratados em detalhes. Contudo, o leitor poderá consultar autores, como Parsekian (2002), que apresentam uma revisão muito completa sobre esses assuntos, compilando informações e especificações, e ponderando as vantagens e desvantagens dos diferentes sistemas de protensão e resultados de extenso programa experimental.

Quando submetidas a ações laterais elevadas, a alvenaria pode ser protendida para melhorar desempenho e durabilidade. A protensão tem como objetivo aplicar tensões de compressão no sistema antes da atuação das de-

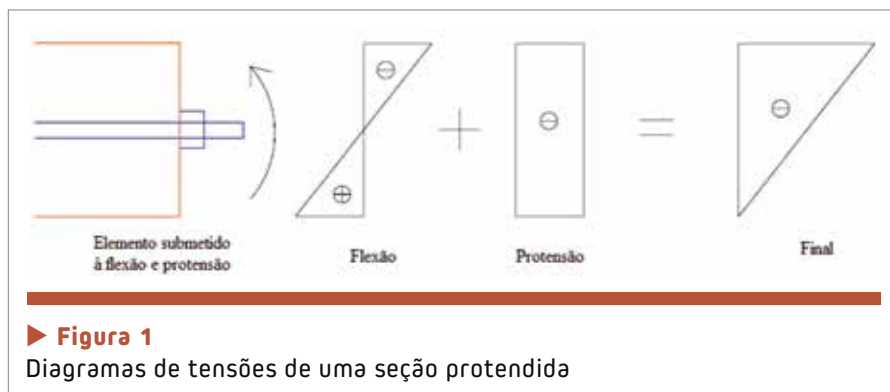
mais ações, para diminuir as tensões de tração que surgem com a estrutura em uso, aumentando a resistência à flexão. Existem vários tipos de obras em que a tração é o esforço predominante: muros de arrimo, silos, reservatórios de água, paredes de galpão sujeitas à ação do vento. Apesar dos registros de sua utilização há várias décadas, somente em 1999 critérios quanto ao dimensionamento e execução da protensão em alvenaria foram incluídos na norma americana. A técnica também tem sido utilizada com sucesso em países, como Alemanha, Austrália, França e Suíça, nos quais foi normalizada no decorrer da década de 1990. No Brasil, a NBR 15961-1, aprovada em julho de 2011, inclui conceitos básicos para dimensionamento e execução de alvenaria protendida no anexo B.

Os blocos utilizados na alvenaria protendida são os mesmos utilizados na alvenaria estrutural convencional. A resistência necessária varia de acordo com os esforços solicitantes e a forma de construção da parede. No mercado, a faixa de resistência disponível vai de 3 a 20 MPa, geralmente suficiente para a maioria dos casos. É recomendada a utilização de argamassa mista com um traço de 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia, em volume), pois argamassas produzidas com esse traço apresentam

elevada resistência à compressão e boa aderência. Como é frequente a presença de forças laterais elevadas nas paredes de alvenaria protendida, a resistência ao cisalhamento é importante, levando à necessidade de uma maior aderência. Para alvenarias protendidas, uma parcela da aderência é garantida pela adesão argamassa/bloco, e outra importante parcela pelo atrito, que é elevado pela protensão.

Os cabos de protensão que são utilizados usualmente na alvenaria protendida são usualmente barras de aço com rosca em todo seu comprimento. A utilização de cordoalhas é restrita, devido à dificuldade de realização de emendas nesses cabos, a não ser em casos em que é possível a colocação do cabo inteiro sem emendas. As barras devem estar previamente ancoradas na fundação. Então, é interessante que seja prevista uma emenda nesses cabos para não dificultar a execução da alvenaria. Considerando a protensão por barras rosqueadas as emendas são feitas com luvas metálicas com dimensões inferiores aos vazios dos blocos. A ancoragem das barras é feita com placas e rosca. Atualmente, é possível encontrar barras de aço com tensão de escoamento entre 750 e 850 MPa e de ruptura entre 850 e 1050 MPa.

Para paredes altas, há necessidade de contenção lateral dos cabos, para não considerar a força de protensão nos efeitos de flambagem da alvenaria. Uma das formas de fazer isso é prendendo os cabos em alguns pontos ao longo do comprimento do elemento protendido, através de grauteamento localizado, garantindo o posicionamento e a contenção lateral dos cabos. Para a ancoragem das barras, é utilizado um conjunto de placa e rosca.



► **Figura 1**  
Diagramas de tensões de uma seção protendida

Para ancoragem reta dentro da base de concreto, o comprimento da barra de ancoragem deve ser suficiente para garantir as transmissões de tensão da barra para o concreto.

As vantagens da alvenaria estrutural protendida comparadas à alvenaria armada são semelhantes às observadas na comparação entre o concreto protendido e o concreto armado. A alvenaria protendida traz a possibilidade de eliminação do grauteamento vertical, operação que necessita de inspeção rigorosa e com execução não muito simples. Podem-se executar paredes mais esbeltas, comparada à alvenaria armada. É um sistema de rápida e fácil execução, compensando o valor mais elevado dos materiais.

### 3. PROCEDIMENTO E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Dimensionar um elemento protendido significa definir previamente uma força a ser aplicada no elemento para eliminar as tensões de tração.

Os diagramas da Figura 1 caracterizam uma situação de flexo-compressão para a qual a NBR 15961-1 (2011) estabelece as condições que devem ser atendidas, assim como os limites de tensões a serem respeitados. O dimensionamento da força de protensão deve ser realizado através da verificação de tração nula em serviço.

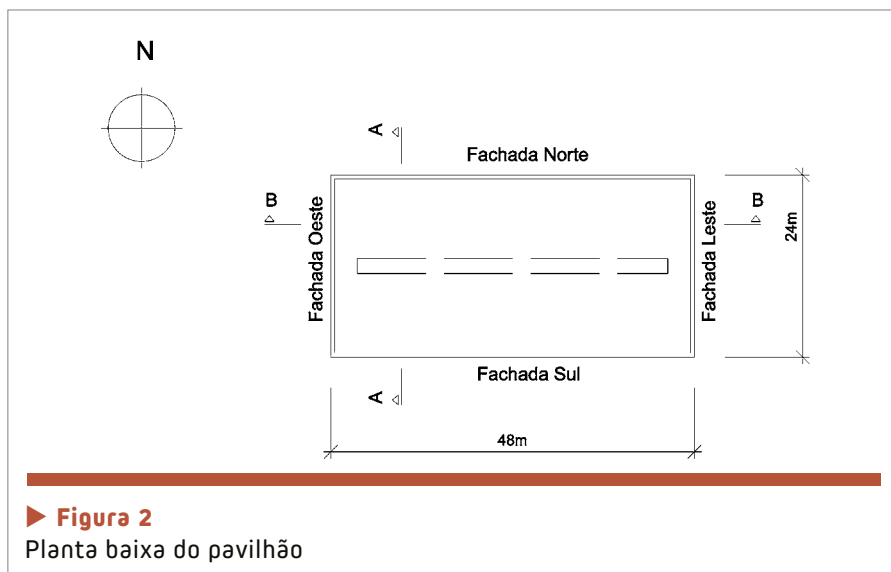
A força é calculada considerando os coeficientes de ponderação das ações em serviço, com coeficiente de ponderação de esforços igual a 0,9 para efeito favorável da força de protensão e permanente, e 1,0 para esforços com efeito desfavorável.

Para determinar a resistência da alvenaria, ela deve ser considerada não armada. Também deve ser verificada antes e depois da ocorrência de perdas de protensão, podendo-se reduzir em 20% o valor do coeficiente de ponderação do material para verificação antes das perdas.

As tensões normais devem ser obtidas através da superposição das tensões normais lineares devidas à força normal e ao momento fletor. Para uma força normal de cálculo ( $N_d$ ), um momento fletor de cálculo ( $M_d$ ), uma resistência à compressão da alvenaria ( $f_d$ ), um módulo resistente mínimo da seção ( $Z$ ) e um coeficiente redutor devido à esbeltez ( $R$ ), as tensões normais de compressão devem satisfazer:

$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{K \cdot Z} \leq f_d \quad [1]$$

Para verificação da ruptura, o momento máximo aplicado,  $M_{d1}$ , deve ser menor que o momento último,  $M_{d1}$ , o qual é calculado, em função da posição ( $x$ ) da linha neutra, da tensão nominal ( $f_{pd}$ ) na barra de protensão, da



► **Figura 2**  
Planta baixa do pavilhão

$\epsilon_{ms}$  é o coeficiente de deformação unitária por retração na alvenaria:  $\epsilon_{ms} = 0,5$  mm/m, para protensão aplicada após 7 dias; ou  $\epsilon_{ms} = 0,6$  mm/m, para protensão aplicada antes dessa data.

## 4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

### 4.1 Descrição da estrutura

A alvenaria estrutural protendida é conveniente quando há predominância de esforços de flexão. A parede que será analisada como elemento protendido tem pé direito elevado e faz parte de um pavilhão já analisado anteriormente com alvenaria estrutural convencional e que exigiu uma solução especial para resistir aos esforços de tração dos carregamentos laterais. O projeto é de um pavilhão industrial, como mostram as figuras 2, 3 e 4 (ARAKI, 2008), e apresenta as seguintes características: a) cobertura com duas águas; b) vão transversal de 24 m; c) vão longitudinal de 48 m; d) pé direito de 8 m; e) lanternim com 40 m de comprimento.

Os carregamentos considerados são os utilizados por Araki (2008). A ação

resistência ( $f_d$ ) da alvenaria, da altura útil (d) da seção da parede de largura (b), por:

$$M_u = A_p \cdot f_{pd} \cdot \left( d - \frac{x}{2} \right)$$

sendo

$$x = A_p \cdot \frac{f_{pd}}{f_d \cdot b}$$

[2]

A verificação do cisalhamento pode considerar, além das ações permanentes, ponderadas por um coeficiente de segurança igual a 0,9, a força de protensão final para o cálculo de tensão devido à pré-compressão de acordo com a NBR 15961-1 (2011).

As perdas de protensão com o tempo são devidas à relaxação do aço, deformação elástica da alvenaria, movimentação higroscópica, fluência, acomodação das ancoragens, atrito e por efeitos térmicos. A NBR 15961-1 (2011) permite uma estimativa com:

$$\Delta\sigma = \frac{\alpha_e \cdot \sigma_m}{2} + E_p \cdot [(k_a - k_s) \cdot \Delta T + C \cdot \sigma_m + \epsilon_{ms}]$$

[3]

Onde:

$\Delta\sigma$  é a variação média da tensão de protensão;

$\alpha_e$  é a razão entre os módulos de elasticidade do aço e da alvenaria (quando a protensão for aplicada com apenas um cabo, adotar esse valor igual a zero,

pois não há perda por deformação elástica da alvenaria nesse caso);

$\sigma_m$  é a tensão de protensão inicial no centroide dos cabos;

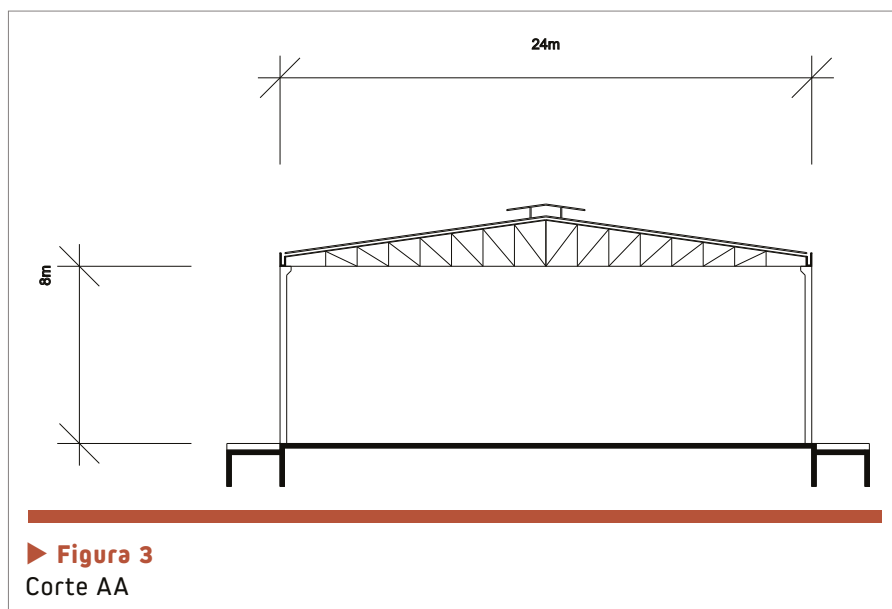
$E_p$  é o módulo de elasticidade do aço do cabo de protensão;

$\Delta T$  é a variação da temperatura;

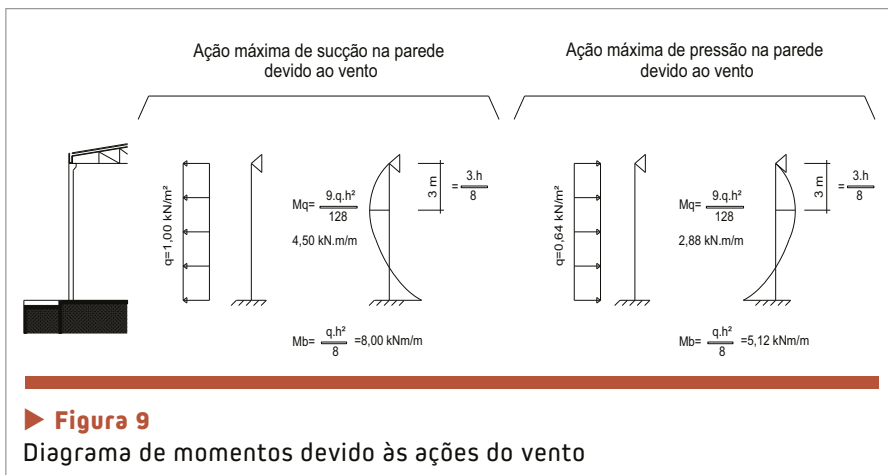
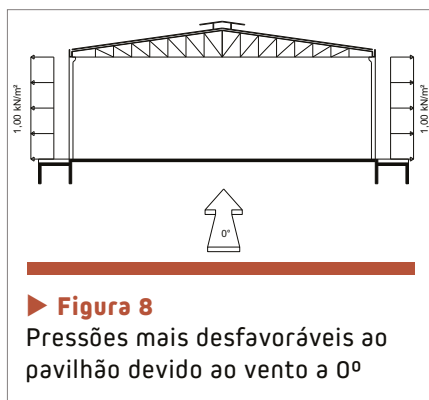
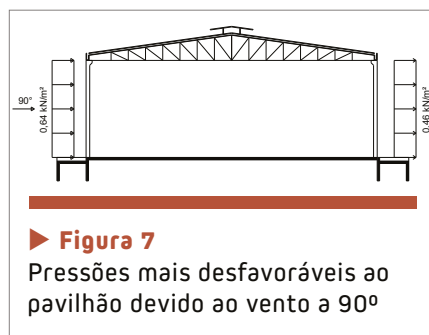
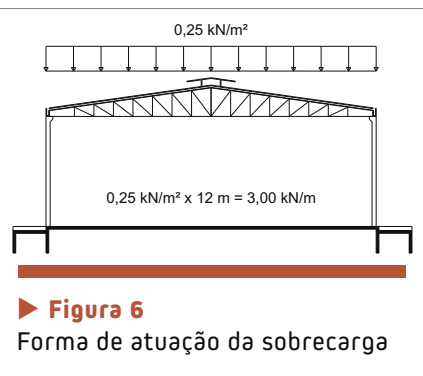
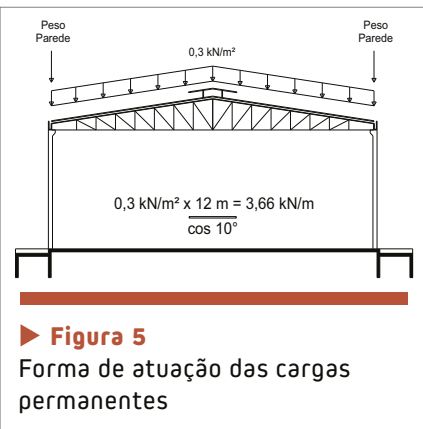
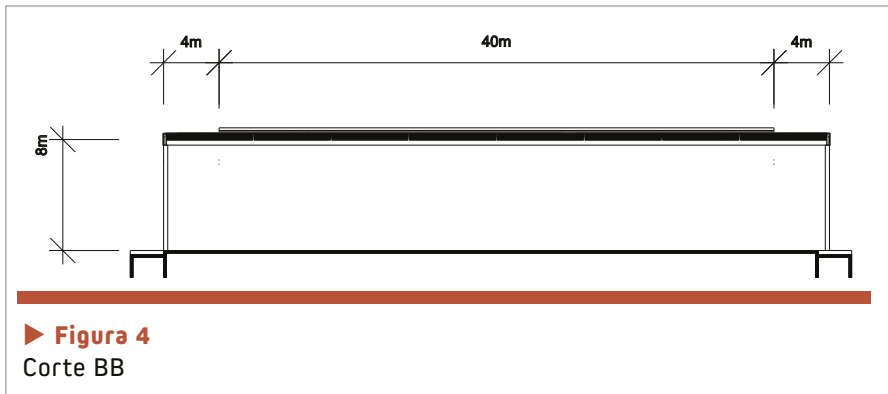
$k_a$  é o coeficiente de dilatação térmica da alvenaria (especificado igual a  $9,0 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ );

$k_s$  é o coeficiente de dilatação térmica do aço, podendo-se adotar o valor de  $11,9 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$ ;

C é a fluência específica,  $C = 0,5 \text{ mm/m/MPa}$ .



► **Figura 3**  
Corte AA

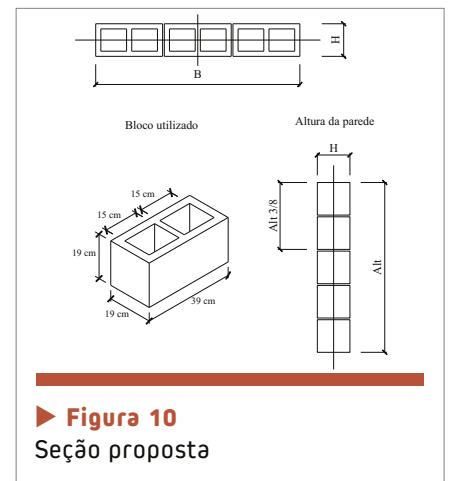


permanente resultante é ilustrada na figura 5, sendo composta por uma carga de 3,66 kN/m em cada parede, devido à cobertura mais o peso próprio da parede. A sobrecarga foi definida em 0,25 kN/m², resultando em uma carga de 3,00 kN/m em cada parede, como mostra a figura 6. Para o vento, as pressões mais desfavoráveis encontradas estão apresentadas nas figuras 7 e 8.

## 4.2 Análise da estrutura

A cobertura rígida liga as duas paredes, o que limita seus deslocamentos. Por outro lado, a fundação é considerada engastada, o que resulta em momentos máximos na base da parede. A figura 9 apresenta, para este tipo de vinculação, os diagramas de momentos quando a parede é submetida às ações laterais máximas.

O uso de cintas a cada 2,5 metros de altura permite garantir o posicionamento da barra de protensão. Foi considerada para o dimensionamento a seção de parede mostrada na figura 10, com B igual a 1,20 m e H igual a 0,19 m, sendo, então, determinadas as propriedades necessárias para os demais cálculos. A seção cheia resistente apresenta uma área de 2280 cm², uma inércia de 60351 cm⁴ e um módulo resistente de 6353 cm³.



De posse dos diagramas de tensões resultantes dos carregamentos e ações na estrutura, calcula-se a força de protensão, para, então, realizar o dimensionamento da alvenaria e demais considerações feitas pela norma.

### 4.3 Força de protensão

Consideram-se as seguintes combinações para as cargas da tabela 1 e 2: a) peso próprio (pp) + vento para sucção (vs); b) pp + vento para pressão (vp); c) pp + sobrecarga (sc) + vs; d) pp + sc + vp. O caso mais crítico é a combinação (a).

O ponto crítico para calcular a força de protensão é na base da parede, com gf para o momento devido ao vento igual a 1,0, minorando a ação permanente e força de protensão em 0,9 e desconsiderando a sobrecarga. As tensões decorrentes

(tabela 3) mostram que a força de protensão necessária, para manter nula a tensão de tração na alvenaria, deve resultar em uma tensão de 1,55 MPa (ou 1,393 MPa, com  $g_f = 0,9$ ), como indicam os diagramas de tensões da figura 11. Com esta tensão, a força de protensão final é de 353kN, que, com uma estimativa inicial de perda de 35%, passa para 477,09 kN. Seriam necessárias três barras de 20 mm ( $f_{pyk}/f_{ptk} = 850/1050$  MPa), sendo a força de protensão inicial para cada barra de 159 kN. A aplicação da força de protensão deve ser feita com macaco hidráulico.

### 4.4 Resistência da alvenaria

A resistência da alvenaria é verificada para a força de protensão antes e depois das perdas. Na verificação com a força de protensão inicial, foi

considerada uma redução de 20% no coeficiente de redução da resistência da alvenaria,  $\gamma_m$ . Também foi considerado  $f_d$  igual a  $0,7f_{pk}$  e  $f_{pk}/f_{bk} = 0,7$ . Nesta verificação, todos os coeficientes de majoração de esforços são tomados na condição desfavorável, igual a 1,4, incluindo a sobrecarga (verificação do bordo comprimido). Os resultados da tabela 4 levam a especificação da resistência de bloco  $f_{bk} = 14$  MPa.

### 4.5 Verificação da ruptura

O momento último,  $M_u$ , foi verificado de acordo com a equação 2. Considerando o uso barras de 20 mm, com  $f_{ptk}$  de 1050 MPa. A tensão nominal na barra de protensão (CP-105) pode ser considerada como 0,88 de  $f_{ptk}$ , conforme indica a NBR 6118 (2014). Porém, a NBR 15961-1 (2011) recomenda que a tração em cabo não aderido não exceda 70% da sua resistência última. Como mostra a tabela 5, o momento último,  $M_u$ , é maior que o momento máximo aplicado,  $M_d$ . Para blocos de 14 MPa, o valor de  $f_d = 6,86$  MPa. Para o cabo centrado,  $d = 0,095$  m.

### 4.6 Cisalhamento

Considerando a força de protensão,

► Tabela 1 – Esforços para base

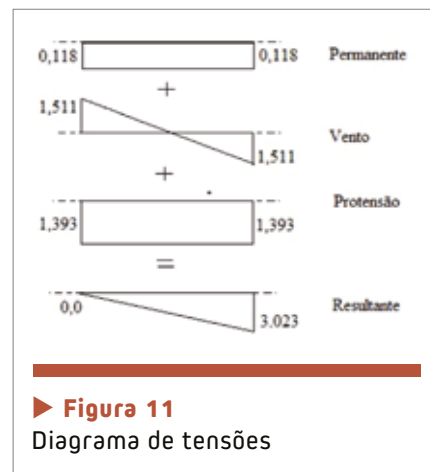
Cargas para Base	Sucção na parede	Pressão na parede
Ação permanente (kN)	29,93	29,93
Sobrecarga (kN)	3,60	3,60
Momento (kN·m)	9,60	6,14

► Tabela 2 – Esforços para 3/8h

Cargas para 3/8h	Sucção na parede	Pressão na parede
Ação permanente (kN)	13,97	13,97
Sobrecarga (kN)	3,60	3,60
Momento (kN·m)	5,40	3,46

► Tabela 3 – Combinação de ações mais crítica

	Máxima tensão na fibra mais tracionada	$\gamma_f$	Tensões (MPa)
Ações permanentes (kN)	$\frac{\gamma_f \cdot \text{Ação permanente}}{A}$	0,9	0,118
Momento (kN·m)	$\frac{\gamma_f \cdot \text{Momento}}{Z}$	1,0	1,511



► Tabela 4 – Dimensionamento da alvenaria

Para força de protensão inicial (antes das perdas)		
$f_d$	$f_{pk}$	$f_{bk}$
$\frac{\gamma_m}{1,2} \left[ \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{K \cdot Z} + \frac{P_i}{A} \right] = 6,2 \text{ Mpa}$	$\frac{f_d}{0,7} = 8,83 \text{ Mpa}$	$\frac{f_{pk}}{\eta} = 12,62 \text{ Mpa}$
Para força de protensão final (após perdas)		
$f_d$	$f_{pk}$	$f_{bk}$
$\gamma_m \left[ \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{K \cdot Z} + \frac{P_i}{A} \right] = 6,33 \text{ Mpa}$	$\frac{f_d}{0,7} = 9,05 \text{ Mpa}$	$\frac{f_{pk}}{\eta} = 12,62 \text{ Mpa}$

► Tabela 5 – Verificação da ruptura

x	$M_u$	$M_d$
$A_p \cdot \frac{f_{pd}}{f_d \cdot b} = 0,028 \text{ m}$	$A_p \cdot f_{pd} \left( d - \frac{x}{2} \right) = 18,70 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\gamma_1 \cdot 9,6 \text{ kN} \cdot \text{m} = 13,44 \text{ kN} \cdot \text{m}$

após perdas de 353 kN, somada a carga permanente de 29,93 kN, a tensão normal de pré-compressão reduzida de 0,9 é igual a 1,51 MPa. De acordo com a NBR 15961-1 (2011), para uma argamassa de 9 MPa, o limite de resistência ao cisalhamento  $f_{vk} = 0,35 + 0,5 \times \sigma = 1,10 \text{ MPa}$ . A tensão de cisalhamento de cálculo encontrada foi 0,03 MPa, sendo inferior ao valor prescrito  $f_{vk}/\gamma_m$ , ou seja 0,55 MPa, onde  $\gamma_m$  é igual a 2.

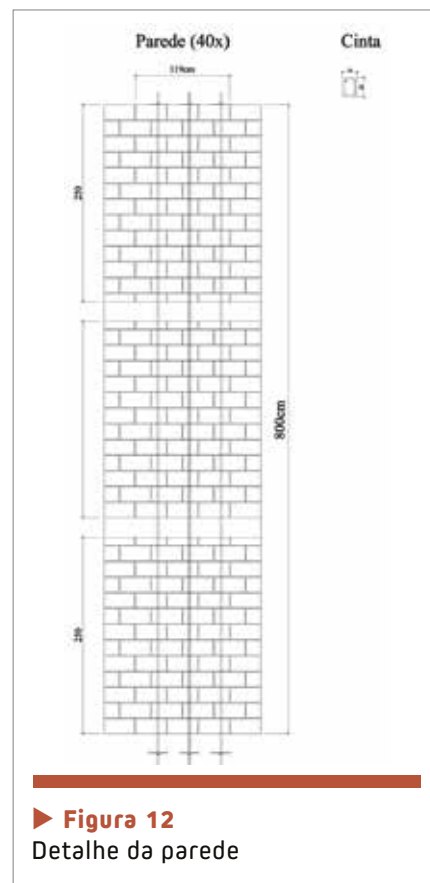
► Tabela 6 – Valores de referência

$E_p = 200000 \text{ MPa}$
$E_a = 800, f_{pk} = 7840 \text{ MPa}$
$\alpha_e = 25,51$
$\sigma_m = 1,55 \text{ MPa}$
$k_s = 0,000009 \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$
$K_s = 0,0000119 \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$
$\Delta_t = 20 \text{ }^\circ\text{C}$
$C = 0,0005 \text{ mm/mm/MPa}$
$\epsilon_{ms} = 0,0005 \text{ mm/mm}$

#### 4.7 Perdas de protensão

Nos cálculos anteriores, as perdas de protensão foram estimadas em 35%. No entanto, é possível estimar, com a equação 3 e os valores de referência da tabela 6, a perda total como o somatório das parcelas individuais, conforme mostra a tabela 7.

O aço tem baixa relaxação, considerada igual a 3,5%. Com isso, a perda total soma 42,46%, superior ao estimado inicialmente, porém, entende-se que as prescrições da NBR 15961-1/2011 são conservadoras e que parte dessa perda



► Figura 12  
Detalhe da parede

deve ser recuperada por re-protensão. E, então, considerou-se como razoável a aproximação feita. O esquema de protensão resultante é mostrado na figura 12.

#### 4.8 Tensão de contato

Utilizando uma placa individual de ancoragem de 19×19 cm, a tensão de contato (antes das perdas) é de 3,10 MPa, valor baixo para o contato na cinta superior de concreto.

► Tabela 7 – Perdas de protensão para  $f_{pd} = 735 \text{ MPa}$

	Fórmula	$\Delta\sigma$ (MPa)	Perda (%)
Deformação elástica da alvenaria	$\Delta\sigma = \frac{\alpha_e \cdot \sigma_m}{2}$	19,77	2,69
Movimentação higroscópica	$\Delta\sigma = E_p \cdot [\epsilon_{ms}]$	100,00	13,61
Efeitos térmicos	$\Delta\sigma = E_p \cdot [(k_s - k_e) \cdot \Delta T]$	11,6	1,58
Efeitos de fluência	$\Delta\sigma = E_p \cdot [C \cdot \sigma_m]$	155,00	21,09

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando que este trabalho teve como objetivo apresentar as diretrizes para o dimensionamento de elementos estruturais utilizando o sistema de alvenaria estrutural protendida, foi realizado o cálculo de uma parede com pé direito elevado de um pavilhão, que anteriormente foi analisado para utilização de alvenaria estrutural convencional, onde foi necessária a utilização de enrijecedores ou paredes

diafragma, aumentando assim a espessura da parede. Essas necessidades são dispensadas na alvenaria estrutural protendida, que, em serviço, através da protensão zera as tensões de tração existentes e combate os esforços máximos causados pela ação do vento.

Para o dimensionamento da alvenaria protendida, foram utilizadas as considerações feitas pela NBR 15961-1 (2011).

Apesar das dificuldades quanto à limitação de estudos sobre o assunto,

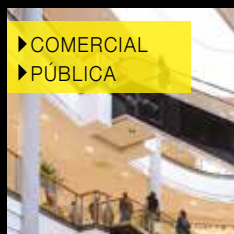
foi possível apresentar diretrizes básicas para executar o dimensionamento de elementos estruturais de alvenaria protendida, mostrando o que deve ser observado e as considerações a serem seguidas. Também foi possível, através da pesquisa bibliográfica, apresentar situações em que a alvenaria protendida pode ser utilizada, já que é uma tecnologia que permite explorar de forma mais eficiente os limites da alvenaria estrutural. ↩

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ARAKI, M. P. B. Utilização de Paredes Contraventadas em Alvenaria Estrutural para Pavilhões. 2008. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- [03] \_\_\_\_\_ ABNT NBR 15961-1 Alvenaria estrutural - Blocos de concreto. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011, 42 p.
- [04] PARSEKIAN, G. A. Tecnologia de Produção de Alvenaria Estrutural Protendida. Tese (doutorado). Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2002.284p.
- [05] CARDOSO, R. Alvenaria Estrutural Protendida: Procedimento e Aplicação. 2013. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

A **WEBER** TEM  
PRODUTOS PARA  
TODOS OS TIPOS DE  
OBRAS, E AJUDA VOCÊ  
COM A SOLUÇÃO IDEAL  
PARA CADA PROJETO.  
CONHEÇA O SERVIÇO  
DE ESPECIFICAÇÕES  
DA **WEBER**.

- ▶ Assentamento e rejuntamento
- ▶ Fachadas
- ▶ Impermeabilizantes
- ▶ Reforço, reparo e proteção
- ▶ Pisos



# Reservatórios protendidos

TIAGO GARCIA CARMONA – ENGENHEIRO M. Sc

THOMAS GARCIA CARMONA – ENGENHEIRO M. Sc

ANTONIO CARMONA FILHO – ENGENHEIRO M. Sc PhD

EXATA ENGENHARIA E ACESSORIA LTDA

## I. INTRODUÇÃO

O uso da protensão em reservatórios de concreto armado é tão antigo quanto a própria tecnologia da protensão. O conceito da solução é bastante simples, bastando “cintar” a casca cilíndrica de concreto com armaduras ativas.

Obviamente, as aplicações práticas exigem que uma série de detalhes executivos e de projeto sejam bem estudados e planejados para o sucesso final da obra.

O grande diferencial do método reside no fato de se conseguir que as paredes dos reservatórios permaneçam em compressão mesmo em sua capacidade máxima de reservação. Como resultado disso, não se formam fissuras, o que diminui em muito a possibilidade de ocorrência de vazamentos.

O controle da fissuração também contribui de forma decisiva para o aumento da durabilidade dos tanques frente à corrosão de armaduras, principalmente em indústrias, onde essas estruturas estão em contato com diversos tipos de agentes agressivos.

## 2. REFERÊNCIAS HISTÓRICAS

Para ilustrar a antiga preocupação dos engenheiros em manter paredes de tanques em compressão por meio da protensão, pode-se destacar a



► **Foto 1**  
Reservatório de concreto armado deteriorado por corrosão de armaduras



► **Foto 2**  
Tanques de concreto armado em indústria de papel e celulose



► **Foto 3**  
Detalhe do mesmo tanque da foto anterior revelando a presença de fissuras verticais e vazamentos

técnica desenvolvida pelo Engenheiro Espanhol Don Eduardo Torroja na década de 1930.

O método consistia na construção de uma parede circular de alvenaria armada com barras de aço nas juntas de assentamento dispostas circunferencialmente. Internamente era construída uma nova parede afastada 15 cm da primeira. O espaço entre as paredes era preenchido com agregado graúdo e tubos de injeção. Procedia-se o enchimento do tanque até um nível maior que o de operação, provocando o alongamento das armaduras da parede externa e obviamente causando uma série de vazamentos por fissuras verticais. O nível do tanque era mantido constante e os tubos deixados na camada de agregado eram então injetados com argamassa, estancando as infiltrações. Após a cura da argamassa, o tanque era esvaziado e a tensão nas armaduras transferida para o concreto que se mantém comprimido (protendido) em regime de serviço.

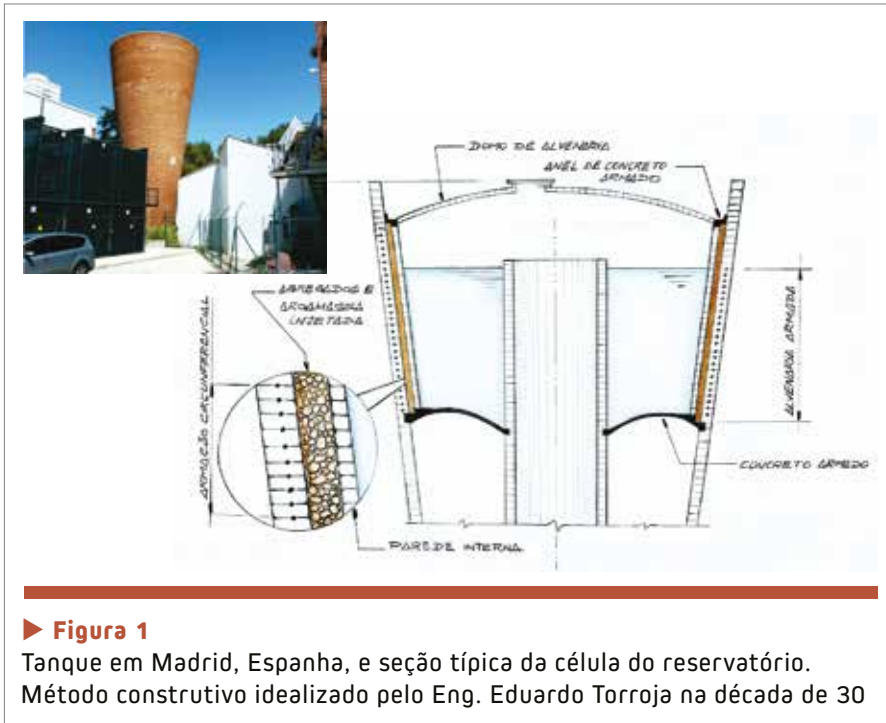
Um bom exemplo da técnica de Eduardo Torroja é um reservatório de forma cônica construído na cidade de Madrid em 1958, que está em operação até hoje (Figura 1).

## 3. MODELAGEM E ANÁLISE ESTRUTURAL

Sobre as paredes dos tanques cilíndricos predominam os esforços







► **Figura 1**  
Tanque em Madrid, Espanha, e seção típica da célula do reservatório.  
Método construtivo idealizado pelo Eng. Eduardo Torroja na década de 30

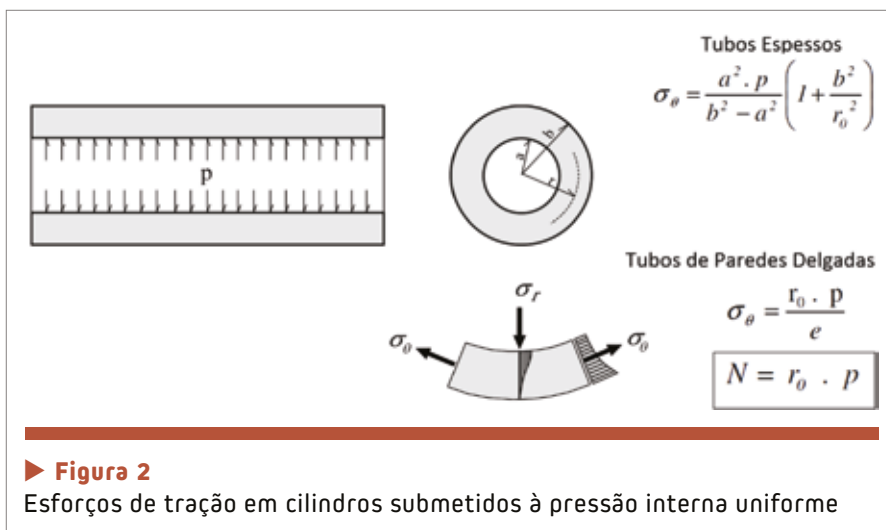
de tração circunferencial ocasionados pela ação da pressão interna do líquido armazenado. Uma primeira aproximação para determinação destes esforços é a consideração de anéis isolados de altura unitária. Desde que o tanque possa ser classificado como de paredes esbeltas, o esforço normal de tração resulta da multiplicação do raio médio do anel pela pressão interna ( $N = r_0 \cdot p$ ).

A dedução desta expressão está

presente em bibliografias consagradas de Teoria da Elasticidade, como em TIMOSHENKO S. y GOODIER (1968) ou em POPOV E. P. (1968).

A presença dos vínculos e a variação da pressão interna ao longo da altura obviamente alteram a consideração feita na Figura 2, bem como leva ao surgimento de esforços de flexão que, a rigor, devem ser considerados no projeto (Figura 3).

Existem expressões analíticas de-



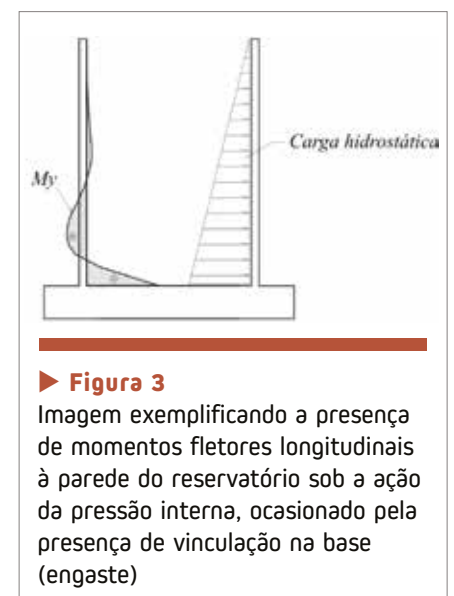
► **Figura 2**  
Esforços de tração em cilindros submetidos à pressão interna uniforme

duzidas para tanques com diferentes vinculações de extremidade para obtenção desses esforços, tal como em BELLUZZI, O. 1970. A consideração de restrições produzidas pelos vínculos leva à necessidade de se analisar o momento fletor longitudinal à parede dos tanques e a força cortante junto aos apoios.

Para configurações geométricas triviais de tanques e vínculos usuais, as expressões analíticas são uma ferramenta muito útil para o cálculo, porém a presença de fatores, como variações de seção, mudança da geometria, presença de aberturas no costado, esforços pontuais etc, modificam consideravelmente a distribuição dos esforços.

Nessas situações, deve-se lançar mão de modelos computacionais elaborados em programas específicos de análise discreta. Ressalta-se, no entanto, que os métodos analíticos continuam sendo preciosas ferramentas para validação dos resultados e jamais devem ser desprezados.

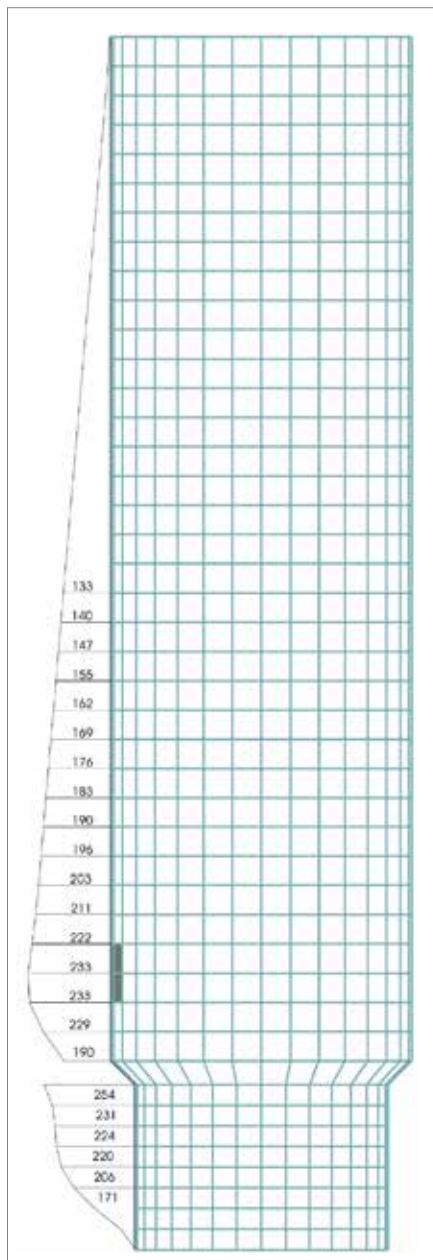
Atualmente, os programas possuem recursos específicos para



► **Figura 3**  
Imagem exemplificando a presença de momentos fletores longitudinais à parede do reservatório sob a ação da pressão interna, ocasionado pela presença de vinculação na base (engaste)

simulação da protensão. Desta forma, os esforços de protensão são analisados como casos de carregamento da estrutura.

A distribuição das cordoalhas deve buscar equilibrar os esforços provenientes da pressão do líquido armazenado, sendo que o seu lan-



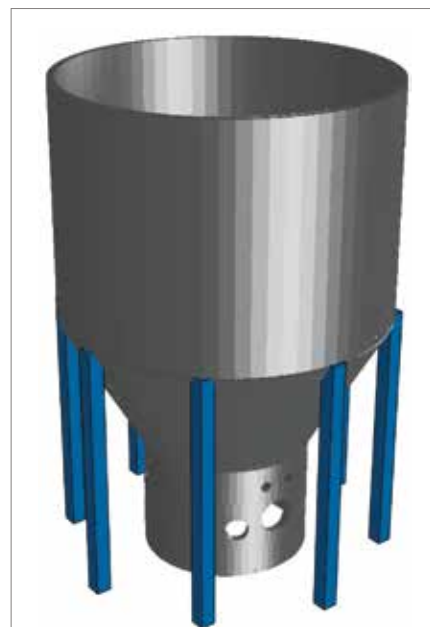
► **Figura 4**

Diagrama de esforços de tração em tanque circular com variação de seção obtido por meio de análise em elementos finitos de casca

çamento muitas vezes se torna um processo iterativo, onde o espaçamento das cordoalhas é modificado a cada etapa de cálculo.

Durante o cálculo e projeto de tanques protendidos, verificações fundamentais devem ser realizadas dentre as quais pode-se destacar:

- Consideração das perdas de protensão;
- Verificação da segurança do tanque em vazio, ou seja, dos esforços de compressão da parede (quando a protensão atua sobre o tanque sem a presença da pressão interna do líquido);
- Consideração da compressão longitudinal das paredes advinda do peso próprio, cargas de equipamentos ou estruturas que se apoiam sobre ele;
- Verificação de esforços na região dos vínculos, principalmente na condição em vazio, onde a protensão pode conduzir a forças de corte muito elevadas;
- Análise criteriosa da abertura de fissuras considerando, além dos esforços de tração ocasionados pela

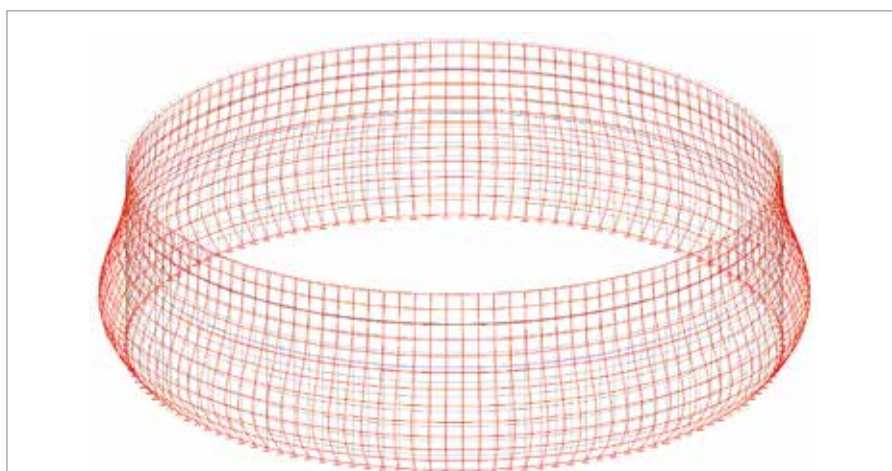


► **Figura 5**

Modelo computacional tridimensional de tanque de concreto, incluindo simulação de variações de diâmetro, pilares de apoio e aberturas para tubulações diversas

pressão interna, o gradiente térmico que eventualmente venha a ocorrer nas paredes do tanque;

- Avaliação da concentração de tensões nos bordos das aberturas e outras discontinuidades.



► **Figura 6**

Diagrama de deslocamentos utilizado para análise do comportamento estrutural de tanque de concreto com bordo superior livre



► **Foto 4**

Tanque de concreto armado reforçado com monocordoalhas não aderentes

#### 4. USO DE MONOCORDOALHAS NÃO ADERENTES

As monocordoalhas não aderentes são uma alternativa racional para o uso da protensão por sua facilidade de execução e versatilidade. O método possui também a vantagem de reduzir drasticamente as perdas por atrito, levando



► **Foto 5**

Procedimento de protensão externa com monocordoalhas não aderentes – equipamentos de pequeno porte e equipe reduzida

a um melhor aproveitamento do aço de protensão.

Especificamente no caso de tanques, as monocordoalhas possuem um uso extremamente eficiente em obras de reforço. Nestas situações, as cordoalhas podem ser instaladas externamente ao tanque e protegidas por um sistema que impeça sua deterioração mediante ações mecânicas, fotodegradação ou agressão química.

A instalação das cordoalhas é um procedimento simples e rápido, que pode ser aplicado em casos de subdimensionamento da estrutura, aumento de altura de reservação, melhoria do seu desempenho em serviço e até pela modificação da densidade do líquido armazenado.

Esta técnica também é eficaz no controle da abertura de fissuras em reservatórios que operam em ambientes de elevada agressividade ao concreto armado. Tanques que armazenam líquidos com temperatura elevada têm suas paredes submetidas a um esforço de flexão de considerável magnitude. Tais esforços podem ser suficientes para produzir um estado de fissuração inaceitável no costado do tanque, o que pode ser remediado com o uso das monocordoalhas não aderentes.

Além das verificações já citadas anteriormente, deve-se planejar etapas de execução com cargas progressivas, para que a protensão de uma cordoalha não venha a ocasionar a perda da força de protensão da cordoalha adjacente pela deformação elástica do tanque.

#### 5. PROTENSÃO DE REVERVATÓRIOS ELEVADOS

A necessidade de se armazenar água em cotas elevadas que permitam sua distribuição por gravidade demanda a construção de reservatórios de



► **Foto 6**

Procedimento de içamento de cuba em concreto armado

concreto armado que são verdadeiros desafios de engenharia.

Nestas estruturas, a protensão se mostra fundamental para viabilizar a construção das cubas e dos anéis de enrijecimento por meio do lançamento de cabos circulares.

Por outro lado, a construção das



► **Foto 7**

Procedimento de içamento de cuba em concreto protendido

cubas a grandes alturas do terreno demanda pesados e onerosos sistemas de cimbramento.

As etapas de montagem de fôrmas e concretagem também são complexas e implicam elevado risco de queda dos operários.

Diante dessas dificuldades, foi concebido um interessante método construtivo, no qual inicialmente são construídos os pilares do reservatório e a cuba é moldada no nível do terreno. O sistema de protensão é novamente utilizado para içar a cuba até a sua posição final.

Os macacos são acionados por um

único sistema hidráulico, que levanta a cuba em diversas fases de içamento a baixa velocidade. Ao final do procedimento, são realizadas concretagens complementares que vinculam a cuba ao topo dos pilares.

## 6. CONCLUSÕES

O uso da protensão se mostra com uma alternativa muito interessante na construção de tanques de concreto, prevenindo problemas com vazamentos e fissuração das paredes.

Do ponto de vista do projeto, cuidados especiais devem ser tomados

quanto às considerações de cálculo e detalhes construtivos específicos da técnica da protensão.

Métodos diferenciados de protensão podem ser utilizados com muita eficiência em soluções especiais de engenharia, tais como: no reforço estrutural e no içamento de cubas de reservatórios elevados.

## 7. AGRADECIMENTOS

Ao Eng. AKIRA NISHIYAMA (*in memoriam*) pelo companheirismo e entusiasmo pela Engenharia, que influenciaram profundamente nossa personalidade profissional e humana. ➤

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[01] TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J. N. Teoria de la Elasticidad. , Espanha. Artes. Gráficas Grijelmo S. A.; 1968.

[02] POPOV, E. P. Introduction to Mechanics of Solids. New Jersey. Prentise – Hall, Inc., 1968.

[03] BELLUZZI, O. Ciencia de la Construccion. Nicola Zanichelli Editore. Madrid. 1970.

**Confiança, produtividade, experiência, inovação e satisfação, são os principais conceitos que resumem todos os diferenciais dos equipamentos, serviços e peças SCHWING-Stetter.**

Enquanto a globalização e internacionalização são fatores de principal importância para qualquer mercado, o grupo SCHWING-Stetter mantém sua filosofia de foco no cliente, superando suas expectativas através de investimentos em pesquisa e desenvolvimento de seus produtos, procurando sempre inovar e aperfeiçoar o desempenho e a segurança dos equipamentos. Com essa filosofia e equipamentos aprovados nas principais obras do Brasil e do mundo desde 1934, a marca SCHWING-Stetter é sinônimo de credibilidade e segurança, baixo custo de manutenção, alto valor de revenda e competência técnica para qualquer projeto.

**SCHWING  
Stetter**

Rod. Fernão Dias, km 56 | Terra Preta | Mairiporã  
07600-000 | São Paulo, Brasil  
Tel.: +55 11 4486-8500 | Fax: +55 11 4486-1227  
info@schwingstetter.com.br

**80**  
**ANOS** DO GRUPO  
SCHWING-Stetter

[www.schwingstetter.com.br](http://www.schwingstetter.com.br)

# Evolução dos aços para protensão no Brasil

EUGENIO LUIZ CAUDURO – ENGENHEIRO CIVIL, CONSULTOR

DANIEL LOPES GARCIA – ENGENHEIRO CIVIL, GERENTE DE NEGÓCIOS

BELGO-BEKAERT ARAMES S.A.

## I. HISTÓRICO

Inicialmente eram produzidos no Brasil aços com resistência de 1.300 Mpa. Possuíam baixas características elásticas, tensões residuais elevadas, falta de retinidade, baixa ductilidade e outras características indesejáveis.

Os atuais aços para protensão têm características especiais. Primeiramente, contam com uma composição química e uma pureza (ausência de compostos fragilizadores) que conferem ao fio-máquina, que é o aço longo de seção circular que resulta da laminação, uma resistência à ruptura maior que 1.000 Mpa. Essa pureza permite que o fio máquina seja trefilado, passando por diversas feiras que fazem sua seção ser reduzida em até 85% e sua resistência subir até 2.100 Mpa, sem sofrer rompimentos.

Em sequência, esses aços podem ser utilizados como fios unitários ou enrolados entre si formando cordoalhas, sendo mais usuais as formadas por dois, três ou sete fios. Para que ganhem suas características finais, são submetidos a tratamento termomecânico, que consiste em estirá-los ao mesmo tempo em que são aquecidos. Esse processo, também chamado de 'envelhecimento precoce', minimiza os efeitos da 'relaxação', que é a pequena perda de tensão com o tempo, após o aço ter sido tracionado e assim mantido para



► **Figura 1**  
Máquina de trefilar, onde a seção do aço é reduzida ao passar pelas feiras

sempre (protensão). Esse tratamento também proporciona a trabalhabilidade necessária aos aços de protensão: os aços ao serem desenrolados dos rolos ou bobinas permanecem retilíneos, podendo ser colocados nas armaduras de aço comum em pistas de protensão ou nas formas de vigas ou lajes, assumin-



► **Figura 2**  
Diversas feiras, por onde o fio máquina passa para ser reduzida sua seção

do os perfis e curvaturas especificadas pelo projetista estrutural.

Em 1952, poucos anos depois de ter sido construída a primeira ponte em concreto protendido no Brasil, com fios de aço de 5 mm importados da França, a Cia Siderúrgica Belgo-Mineira (hoje Arcelormittal) começou a primeira produção brasileira de fios, de 5 mm e 7 mm de diâmetro. Além das primeiras firmas de protensão, pouco depois surgiram as primeiras indústrias de pré-fabricação, fazendo vigotas e galpões industriais. No fim dos anos 50, começaram a ser fabricadas as cordoalhas de 2, 3 e 7 fios, possibilitando a construção de grandes pontes e viadutos.

Até metade dos anos 60, eram aplicadas por ano apenas 2.500 toneladas de aço para protensão no Brasil. Em 1973, com a construção da Ponte Rio-Niterói, alcançou-se um pico de 22.000 toneladas. De 1980 a 1995, eram consumidos, em média, da ordem de 15.000 toneladas por ano no Brasil.

Em 1997, a pedido das empresas de protensão, a Belgo-Mineira começou a produção das cordoalhas engraxadas e plastificadas no Brasil, trazendo essa tecnologia e levando aos Estados Unidos diversos engenheiros projetistas estruturais e de construtoras, para que pudessem se familiarizar com a forma de uso dessas cordoalhas, principalmente em edifícios multipavimentos, residenciais e



► **Figura 3**

Fio de protensão enrolado em seu próprio diâmetro, mostrando a excelente ductilidade dos atuais aços produzidos no Brasil

comerciais. Foi trazida também a forma de construir e protender pisos industriais e comerciais de concreto, de enormes dimensões, sem juntas de dilatação, hoje os campeões em centros de distribuição de empresas (placas de 120m x 112m).

Em 2002, foram fabricadas no Brasil as primeiras cordoalhas para estais, que foram utilizadas na construção da Ponte do Rio Guamá, no Pará, com 800 toneladas de estais. A partir daí, inúmeras pontes estaiadas foram construídas com sucesso, devido à alta qualidade do aço e dos processos utilizados.

A partir de 2007, a Belgo Bekaert investiu em uma nova planta para a produção dos Fios de Protensão para atender à demanda da construção ferroviária, que estava em expansão, com o uso de dormentes protendidos, já que a madeira tornou-se inviável.

Devido à necessidade de redução de custos, à maior durabilidade e também à estabilidade das linhas férreas, os dormentes de concreto protendido passaram a ser mais utilizados. Hoje, no Brasil, existem várias fábricas de dormentes que utilizam a protensão como solução.

## 2. CRESCIMENTO CONTINUADO DA PRODUÇÃO

O crescimento do uso da protensão,



► **Figura 4**

Porcentagem do consumo de aço protendido por região no país

tanto nas indústrias de pré-moldados quanto nas obras de infraestrutura alcançaram o pico no ano de 2000, com volumes superiores a 55.000 ton, chegando ao seu maior volume histórico em 2013, com 80.000 ton, devido às obras destinadas aos eventos esportivos (Copa do Mundo e Olimpíadas).

Durante muitos anos, a aplicação e uso da protensão concentravam-se nas indústrias de pré-moldados e nas obras de infraestrutura, como pontes e viadutos, e nos anos 2000 chegou aos edifícios residenciais e comerciais. Com a necessidade de industrialização da construção, busca pela redução de custos, prazos de construção e qualidade das obras, a protensão com a utilização das cordoalhas engraxadas ficou em evidência.

Houve um grande esforço para o treinamento de calculistas e construtoras com o foco em edifícios, tanto residenciais quanto comerciais. O uso de cordoalhas engraxadas vem aos poucos se tornando cada vez mais difundida e aplicada.

A utilização da protensão em edifícios gera economia para o construtora e investidores: na sua construção, otimização do pé-direito,



► **Figura 5**

Localização das Centrais de corte de cordoalhas

facilidade de execução de todas as instalações e redução do volume de concreto e aço. E para os consumidores: facilidade de layout interno, gerando apartamentos customizados, amplos e com maior conforto térmico e de luminosidade.

Veja na figura 4 o consumo de protendido por região nos dias atuais.

Com o aumento do consumo, houve a necessidade de customização de serviços, facilitando o dia a dia do construtor. Foram implantadas centrais de corte no Brasil, para entregar os cabos cortados já nas medidas das lajes. Este serviço está disponível em algumas cidades do Brasil (figura 5). Com isso, as obras recebem as cordoalhas prontas para o uso.

O mercado vem crescendo desde os anos 2000, em ritmo de 5 a 10% ao ano, e projetando esta demanda crescente, a Belgo Bekaert, no final de 2013, sentiu a necessidade de investir em uma nova fábrica de cordoalhas no Brasil.

Com previsão para iniciar a operação em julho deste ano, a nova unidade de produção da Belgo Bekaert visa atender à demanda do mercado que mais cresce atualmente, que é a aplicação em lajes de edifícios. Com isso, a empresa duplicará a sua



► **Figura 6**  
Cordoalhas prontas para uso

► **Quadro 1 – Obras em construção ou finalizadas que usam a protensão como solução estrutural**

<b>Ilha Pura</b>	Complexo Olímpico para os atletas nas Olimpíadas de 2016
<b>Estádios da Copa do Mundo de 2014</b>	Mineirão Arena Fonte Nova Arena do Pantanal Itaquerão Arena Beira Rio Maracanã
<b>Obras de Infraestrutura</b>	Rodoanel de SP Arco Metropolitano no Rio Metro do Rio e SP Ferrovia Norte Sul Duplicação de Carajás Ferrovia Integração Leste – Oeste

capacidade instalada para a produção de cordoalhas no Brasil.

O uso da protensão no Brasil vem ga-

nhando espaço como solução estrutural, sendo utilizada com maior frequência e intensidade atualmente. Os paradigmas de antigamente estão sendo quebrados, como de que era uma solução “cara” e de que não tínhamos empresas de aplicação e projetistas capacitados.

Com a revisão da Norma Brasileira em 2008 (ABNT 7483), houve a inclusão da Cordoalha CP 210 RB.

Esta cordoalha é de alta resistência, conferindo um ganho na carga de protensão para obras em 10%, o qual gera economia para as estruturas com redução dos cabos. Apresenta o mesmo

peso por metro nos diâmetros mais usuais, como 12,70 e 15,20 mm, mas com uma resistência 10% maior. Esta nova resistência está disponível para as cordoalhas nuas sem revestimento e também para as cordoalhas engraxadas.

Atualmente, com a popularização do uso, existem, em todas as unidades da federação, empresas de aplicação à disposição do mercado construtor, além de existirem no Brasil muitos projetistas de renome capacitados e com experiência no cálculo de lajes protendidas. 🏠



► **Figura 7**  
Cordoalha CP 210 engraxada

► **Quadro 2 – CP 210 x CP 190 (dados técnicos) – Características das cordoalha RB190 x RB210**

Categoria	Designação	Diâmetro (mm)	Seção mm²	Massa nominal (Kg/1000m)	Carga mínima de ruptura (Kgf)	Carga mínima a 1% de alongamento	Alongamento mínimo após ruptura (%)	Relaxação máxima após 1000hs (%)
RB 190	CP 190 RB 12,70	12,7 mm	102,9	792	18.732	16.855	3,5	3,5
RB 210	CP 210 RB 12,70	12,7 mm	102,9	792	20.710	18.640		

**Vantagens CP 210**

- 10% mais eficiente x CP 190
- Mesma relação de peso por metro x diâmetro nominal
- Redução do peso de protensão => maior resistência
- Redução do custo (economia na Protensão e acessórios)

# Reabilitação de ponte com protensão externa

---

ROGÉRIO CALAZANS VERLY – ENGENHEIRO CIVIL

---

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA (UnB)

---

EDIMARQUES PEREIRA MAGALHÃES

---

FERNANDO FERNANDES FONTES

---

GALILEU SILVA SANTOS

---

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT)

## I. INTRODUÇÃO

As pontes são elementos fundamentais da infraestrutura de transportes de um país, não só da infraestrutura rodoviária, mas também da ferroviária. A interdição desses elementos ou a imposição de restrições de carga geram transtornos aos usuários da via. Esses inconvenientes não se limitam a atrasos em compromissos pessoais e a desvios necessários em caso de interdição ou limitações ao tráfego, vão muito além. Toneladas de carga dos mais diversos gêneros são transportadas diariamente pelas rodovias e ferrovias, e dependendo do tipo de carga, o atraso pode implicar inclusive na sua perda total. Segundo Barone e Frangopol (2014), os custos associados a falhas da estrutura podem ser diretos ou indiretos. Os diretos são associados ao custo de recuperação do elemento ou da estrutura como um todo ou mesmo de sua substituição. Os custos indiretos são mais difíceis de serem mensurados, uma vez que não se limitam a aspectos econômicos, devendo ser levados em consideração segurança dos usuários e danos ambientais.

Almeida (2003) explica que ao longo de sua vida útil, as estruturas envelhecem, perdendo gradativamente suas capacidades intrínsecas de responder às solicitações. Uma obra de arte especial (OAE) deve su-

portar as ações permanentes e as cargas móveis, de veículos e pedestres, as quais vêm aumentando com o passar dos anos. Adicionalmente, fatores ambientais e manutenção deficiente fazem com que os materiais da estrutura sofram deterioração e conseqüente redução da capacidade global da estrutura em responder adequadamente às ações sobre ela.

Algumas técnicas de reforço são corriqueiramente usadas para sanar deficiências de estruturas, fazendo com que as mesmas tenham sua capacidade de suporte aumentada ou retomada ao estado original. Souza e Ripper (1998) elencam algumas técnicas de reforço que podem ser usadas para corrigir falhas de projeto e execução, aumentar ou até regenerar a capacidade portante da estrutura, diminuída por acidentes, desgaste ou deterioração. Dentre essas técnicas, podem-se citar a complementação das armaduras, adição de chapas e perfis metálicos ou a utilização de materiais compósitos, como as mantas de polímero reforçadas com fibras de carbono.

Pelas técnicas apresentadas, no entanto, os novos elementos resistentes serão solicitados apenas com a imposição de deformações adicionais na estrutura. Para isso, são necessárias operações de nivelamento antes da execução dos trabalhos

de reforço, por macaqueamento ou outros meios, que nem sempre são viáveis técnica ou economicamente. Segundo Cánovas (1988), a vantagem da protensão externa reside nesse ponto, uma vez que não há a necessidade de deformações adicionais do conjunto para que sejam geradas as forças que irão assegurar o equilíbrio e a resistência da estrutura.

O objetivo deste trabalho é apresentar os serviços emergenciais de recuperação e reforço da Ponte sobre o Rio Uberabinha, localizada no km 629,8 da BR-365/MG, que teve sua estrutura comprometida após a ruína dos cabos de protensão de uma das vigas-caixão que compõe a superestrutura da obra.

## 2. PROTENSÃO EXTERNA

### 2.1 Histórico

A ideia de introduzir esforços prévios no concreto não é recente. Em histórico apresentado por Leonhardt (1983) são relatadas tentativas de pré-tensionar o concreto ainda em 1886. Desde então foram várias tentativas, acompanhadas de registros de patentes, que não foram bem sucedidas essencialmente por causa de fenômenos ainda não bem entendidos, tais como a fluência



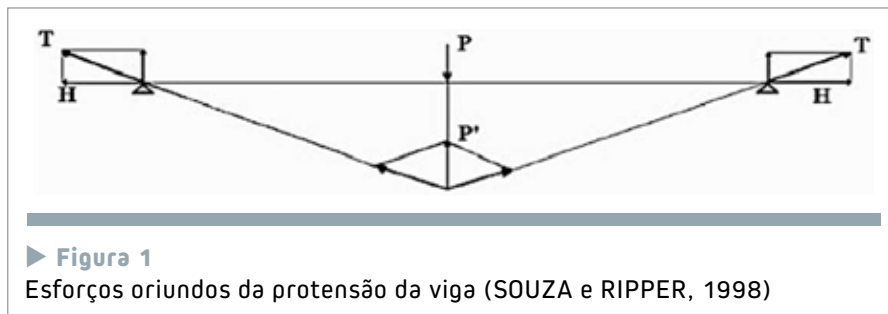
e a relaxação. Esses dois fenômenos foram pesquisados por Eugène Freyssinet, que patenteou, em 1928, um sistema de protensão com tensões no aço superiores a 400 MPa. Durante a Segunda Grande Guerra houve alguns avanços, mas somente após o ano de 1949 o desenvolvimento do concreto protendido mostrou desenvolvimento considerável, principalmente por sua aplicação em pontes e em grandes estruturas.

Atualmente grande parte das variáveis que influem no desempenho das estruturas protendidas, como as propriedades reológicas do concreto endurecido, a relaxação dos aços de protensão, as perdas por encunhamento etc., estão em um patamar de conhecimento elevado, possibilitando a previsão das flechas ao longo do tempo com relativa exatidão. Essa previsão de resposta da estrutura ao longo do tempo é determinante para a correta execução de pontes em balanços sucessivos com aduelas moldadas no local, onde uma previsão incorreta pode ter consequências de difícil correção, como no caso dos balanços não se encontrarem ao final da construção.

Cánovas (1988) aponta algumas vantagens da tecnologia de protensão externa para reforços de estruturas já em uso. Uma delas é o fato de não necessitar que a estrutura seja descarregada para que seja realizado o reforço. Com a protensão, é possível fazer a transposição dos esforços do elemento estrutural para os cabos de protensão.

## 2.2 Características da protensão externa

De acordo com Souza e Ripper (1998), essa técnica é na realidade uma pós-tensão quando aplicada como instrumento de reforço e que requer meios próprios de dimensionamento. Outras técnicas de reforço, como a colagem de chapas metálicas, o encamisamento e a fixação de perfis es-



truturais, exigem que o elemento reforçado seja descarregado, pelo menos em parte. De acordo com Cánovas (1988), em técnicas como as citadas anteriormente, o novo material garante a estabilidade da estrutura, mas não são eficazes a não ser que haja novas deformações do conjunto, uma vez que deformações exageradas podem inviabilizar a utilização do elemento estrutural. Ou seja, é necessário que haja deformações para que os materiais de reforço sejam solicitados e passem a contribuir para o correto funcionamento da estrutura.

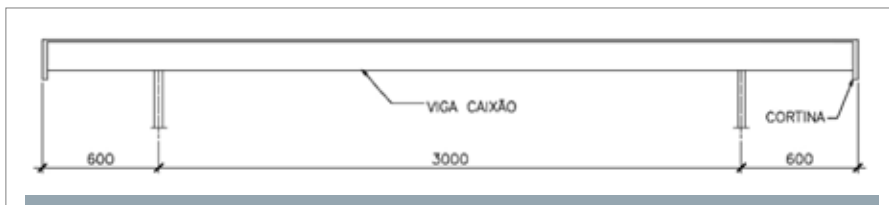
Algumas falhas de projeto e de execução somente são detectados após a colocação da estrutura em serviço e podem reduzir significativamente a capacidade prevista em projeto. Também deve ser considerado que ao longo dos anos o tráfego sobre as OAE's se mostra crescente, aumentando as solicitações, tanto em intensidade quanto em número de veículos, refletido pelas alterações do trem-tipo utilizado nos cálculos. Operações de escoramento ou macaqueamento nem sempre são de fácil execução, às vezes exigindo a interdição da estrutura ou a imposição de restrições ao tráfego. Essas são algumas situações em que o uso da protensão externa pode ser uma solução vantajosa, uma vez que não exige macaqueamento dos elementos estruturais e, em alguns casos, o escoramento pode ser dispensado.

As cargas verticais geram, em determinados elementos estruturais, esforços de flexão, cisalhamento e torção. No caso mais comum de uma viga bi-apoiada, os

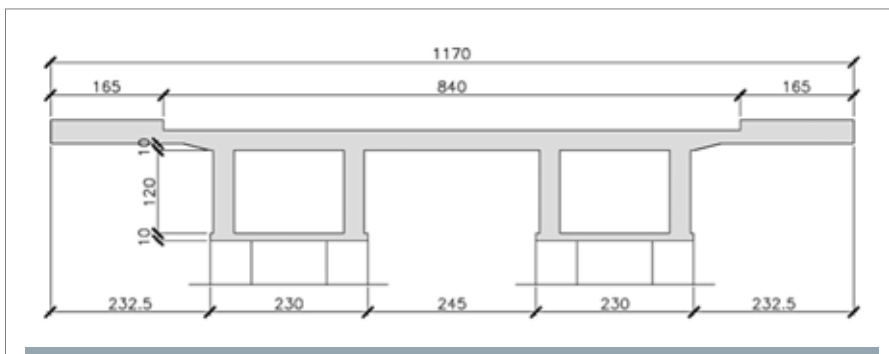
esforços de flexão provocam tensões normais de compressão na parte superior da viga e de tração na parte inferior, o que pode conduzir a peça a um estado de fissuração acima do nível tolerado, caso os elementos não consigam combater as ações. A protensão externa pode ser uma maneira eficiente de gerar esforços de compressão longitudinal nas vigas. Isso pode ser conseguido por meio de cabos retos com a excentricidade adequada ou por meio de cabos poligonais fixados nas paredes dos elementos a serem reforçados.

A Figura 1 mostra um esquema com as forças geradas pela aplicação da protensão de um cabo poligonal ancorado nos dois apoios e em um desviador logo abaixo do ponto de aplicação da carga P. Nota-se que, no apoio, o esforço de protensão T pode ser decomposto em duas partes, uma horizontal (H) e outra vertical, sendo que esta última não tem influência no dimensionamento à flexão, mas contribui consideravelmente na resistência aos esforços cortantes. O momento gerado pela protensão é obtido pela multiplicação da componente horizontal da protensão (H) pela excentricidade do cabo, que é nula no apoio, portanto não gera momento fletor nesse ponto. Seguindo em direção ao centro do vão (P), observa-se o acréscimo da excentricidade e, consequentemente, do momento fletor.

Após a definição dos esforços a serem inseridos na estrutura, o projetista define a distribuição dos cabos e a consequente localização das ancoragens e dos desviadores. Essa distribuição é particular para cada obra



► **Figura 2**  
Seção longitudinal da ponte



► **Figura 3**  
Seção transversal da ponte

calizada no km 629,8 da BR-365/MG e foi projetada no ano de 1969, quando as normas da ABNT sobre o tema eram NB1/1960, NB2/1960 e NB6/1960. Possui extensão total de 42 m, composta por um vão central de 30 m e dois balanços de 6 m (Figura 2). A seção transversal é composta por duas vigas-caixão ligadas transversalmente por transversinas e pela laje (Figura 3).

As vigas principais da OAE são protendidas e os demais elementos (laje, pilares, transversinas e fundações) utilizam o concreto armado.

Com a finalidade de se avaliar as condições estruturais da OAE, engenheiros do DNIT realizaram uma vistoria em novembro de 2008, quando foram constatadas várias manifestações patológicas. O principal problema encontrado foi uma elevada deformação do vão central da ponte e nos extremos dos balanços, inviabilizando o tráfego sobre a OAE. Na Figura 4, é indicada a região onde houve sério dano devido à insuficiência da seção em resistir aos esforços atuantes. Dano semelhante ocorreu nas duas vigas-caixão, aproximadamente no meio do vão central. Na Figura 5, podem ser observadas as barras de aço passivas rompidas devido à aplicação de esforço acima da tensão de ruptura.

A gravidade dos danos apresentados levou à imediata interdição da estrutura. No

e dificilmente se repete de uma obra para outra; portanto, cuidado especial deve ser dispensado quando do detalhamento das peças especiais (ancoragens e desviadores).

Os reforços de protensão podem ser aplicados, tanto com cordoalhas específicas de concreto protendido, como o aço CP-190, como também, a depender do nível de sollicitação, por barras rosqueadas, nas quais os esforços são introduzidos pela

aplicação de torque controlado nas porcas da extremidade.

### 3. PONTE SOBRE O RIO UBERABINHA

#### 3.1 Características da ponte e vistoria

A ponte sobre o rio Uberabinha está lo-



► **Figura 4**  
Vista inferior da viga e destaque da região rompida



► **Figura 5**  
Detalhe da armadura passiva da viga rompida

entanto, mesmo após a interdição da ponte ao tráfego de veículos, as flechas continuaram a evoluir rapidamente, indicando instabilidade da estrutura. Para cessar o avanço da deformação, os balanços da obra foram carregados com cascalho, aliviando, assim, o momento fletor no meio do vão central e estabilizando a OAE enquanto carregada apenas com o seu peso próprio.

A substituição total da ponte era uma das alternativas possíveis, no entanto foi descartada por ser a de maior custo direto e de implicar em danos ambientais que seriam desnecessários no caso da opção pelo reforço da estrutura.

### 3.2 Intervenção emergencial

Após a estabilização da OAE, iniciaram-se os trabalhos de reforço, que foram divididos em duas grandes etapas. A primeira delas consistiu em protender as vigas principais da ponte com cordoalhas instaladas na face inferior da mesma, o que possibilitou uma avaliação mais detalhada da resposta da estrutura à aplicação dos esforços (Figura 6). Constatada a estabilização da estrutura, passou-se para a segunda etapa, que consistiu no reforço da obra pela instalação de cordoalhas nas laterais da viga, tanto internas quanto externas.

O objetivo do posicionamento retilíneo das cordoalhas da face inferior da viga foi a introdução de um esforço axial naquela região e consequente momento fletor contrário ao causado pelo peso próprio da OAE. Já as cordoalhas instaladas nas laterais das

vigas seguiram uma trajetória poligonal, com maiores excentricidades no meio do vão, onde os momentos fletores são maiores, e com menores nas seções onde os momentos fletores são menores. Essa trajetória poligonal é conseguida por meio de desviadores instalados no trajeto das cordoalhas (Figura 7). Esses desviadores são fabricados especificamente para cada tipo de obra, pelos motivos já mencionados item 2.2 deste trabalho. Ainda na Figura 7 pode ser observado que, ao longo da trajetória das cordoalhas, a viga principal foi apicoada. Esse procedimento tem por finalidade melhorar a aderência entre o concreto existente na viga e o concreto

novo, que servirá de proteção das cordoalhas contra a corrosão, garantindo durabilidade ao reforço executado.

Souza e Ripper (1998) alertam para a necessidade de garantia da eficiência da ancoragem, uma vez que os cabos não são aderentes, e uma falha nas ancoragens implica falha no cabo em sua totalidade. No caso de cabos aderentes, não há esse risco. A Figura 8 apresenta um detalhe de uma das ancoragens utilizadas nas cordoalhas instaladas na lateral de uma das vigas. Nela são observadas seis barras que fixam a ancoragem à estrutura e os seis pequenos blocos de aço que recebem os esforços das cordoalhas.



► **Figura 6**  
Cordoalhas na face inferior de uma das vigas principais



► **Figura 7**  
Vista lateral de uma das vigas principais com as cordoalhas em traçado poligonal



► **Figura 8**  
Detalhe de uma das ancoragens utilizadas



► **Figura 9**  
**Detalhe de um desviador e das cordoalhas passando por um furo feito na transversina**

Os desviadores são responsáveis por garantir a trajetória das cordoalhas prevista em projeto. As cordoalhas instaladas nas faces externas das vigas não precisaram vencer obstáculos, como transversinas e outros elementos estruturais da OAE, o que não foi possível no caso das cordoalhas que foram instaladas nas faces internas. A Figura 9 mostra um desviador e uma abertura feita em uma das transversinas para viabilizar a passagem das cordoalhas.

Cánovas (1988) esclarece que a protensão externa como reforço de estruturas costuma ser utilizada juntamente com a injeção de fissuras com resina epóxi, recomendando que essa seja realizada antes da aplicação dos esforços de protensão. Isso se deve ao fato de que planos de deslizamento podem surgir ao longo das fissuras

a injeção de todas as fissuras antes da aplicação da protensão, sendo injetadas posteriormente à protensão. Esse fato não gerou problemas aos serviços de reforço.

Feito todo o processo de reforço do tabuleiro, a durabilidade das cordoalhas, dos desviadores e das ancoragens foi garantida pelo encamisamento dos mesmos por concreto modificado com látex (Figura 10).

#### 4. RESULTADOS

Os esforços de protensão externa foram calculados para o trem-tipo de 450 kN, previsto na norma vigente. Dessa forma, a ponte passou a atender a todas as exigências de desempenho atuais.

A Figura 10 destaca uma das vantagens dessa tecnologia, que é uma intervenção rápida e com pouca ou nenhuma alteração no



► **Figura 10**  
**Aspecto da obra após a realização do reforço**

durante a aplicação dos esforços. No entanto, no presente caso não foi possível

sistema estrutural. É possível ver o traçado dos cabos e a localização dos desviadores e das ancoragens.

Os principais resultados conseguidos foram a colocação da estrutura em serviço em um tempo inferior a seis meses e o reforço da estrutura para o trem-tipo mais atual (450 kN).

#### 5. CONCLUSÕES

Após apresentar um quadro de instabilidade que evoluía rapidamente para a ruína, a ponte foi estabilizada temporariamente com cargas de cascalho depositadas nos vãos laterais, o que possibilitou a decisão da solução a ser adotada e o início seguro da intervenção com o uso da protensão externa.

Concluídos os trabalhos de reforço, a obra foi colocada em serviço com desempenho superior ao de projeto, garantindo a segurança do usuário e um prolongamento na vida útil da estrutura. 🏗️

#### ► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ALMEIDA, J.M.M.R.M.O, Gestão de pontes rodoviárias: um modelo aplicável em Portugal, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2003. 256p.
- [02] BARONE, G. FRANGOPOL, D.M. Reliability, risk and lifetime distributions as performance indicators for life-cycle maintenance of deteriorating structures. Reliability Engineering and System Safety 123 (2014) 21–37.
- [03] CÁNOVAS, M.F. Patologia e terapia do concreto armado, São Paulo: Pini, 1988. 522p.
- [04] LEONHARDT, Fritz. Construções de Concreto: Concreto Protendido, v. 5, Rio de Janeiro: Interciência, 1983. 316p.
- [05] SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto, São Paulo: Pini, 1998. 257p.



# Estruturas pré-fabricadas de concreto: investimento em tecnologia impulsiona o desenvolvimento do setor

ÍRIA LÍCIA OLIVA DONIAK – PRESIDENTE EXECUTIVA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA DE CONCRETO – ABCIC

A ABCIC (Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto), pelo quarto ano consecutivo, lança o anuário, instrumento que traz importantes dados da cadeia produtiva e temas presentes na agenda da entidade como certificação, normalização, desoneração tributária, fazendo também uma retrospectiva de suas principais realizações durante o ano no âmbito institucional e da presença das empre-

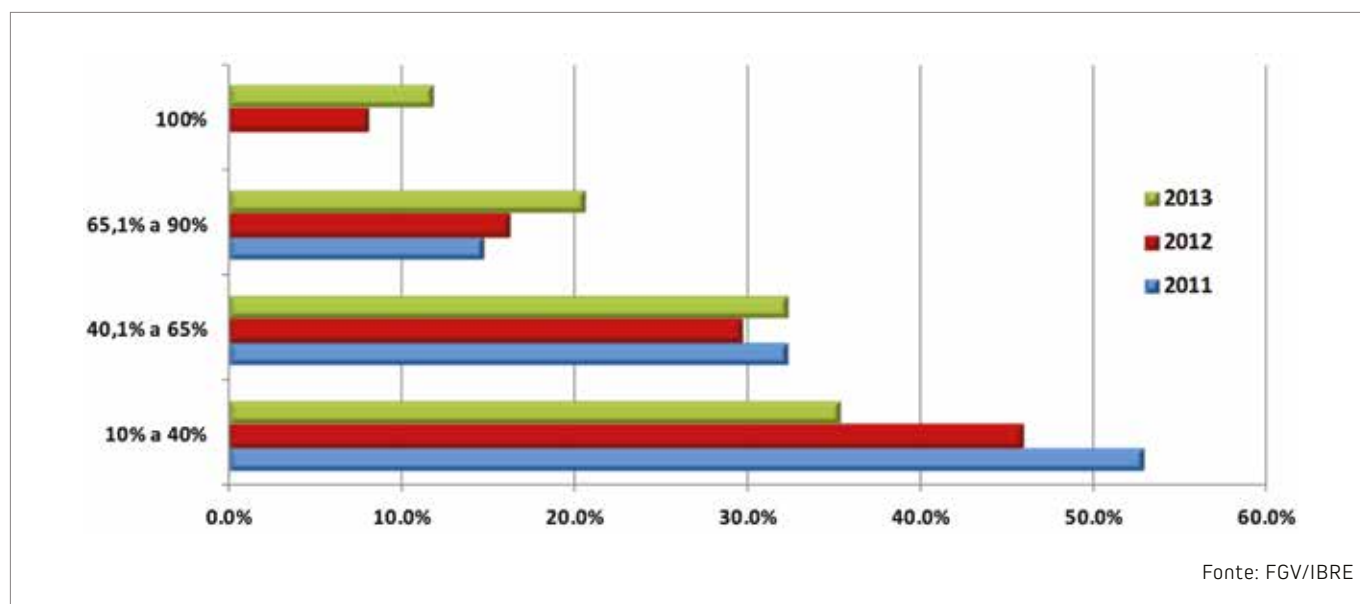
sas em importantes obras em distintos segmentos de mercado.

O Anuário 2014 apresenta, em seu primeiro capítulo, o relatório da segunda sondagem do setor realizada pela FGV (Fundação Getúlio Vargas), tendo como responsável a economista Ana Maria Castelo e equipe responsável pela sondagem coordenada por Aloísio Campelo Júnior, do IBRE (Instituto Brasileiro de Estatística).

A pesquisa foi realizada entre agosto

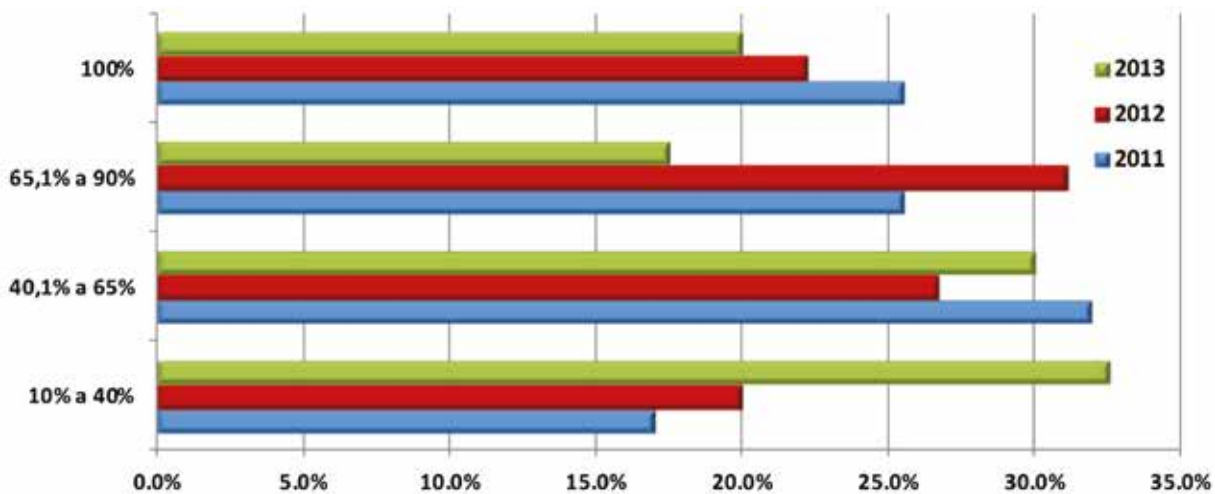
e novembro de 2014 e teve 45 respondentes para um total de 53 empresas produtoras de estruturas pré-fabricadas e elementos de fundação, que compõem o quadro associativo.

A produção de pré-fabricados de concreto no ano de 2013, em comparação com 2012, registrou um pequeno aumento de 0,8%, totalizando 1.063.581m<sup>3</sup> e a capacidade instalada de 1,677 milhão de metros cúbicos. Valendo lembrar que



► Gráfico 1

Distribuição da produção: concreto protendido



Fonte: FGV/IBRE

► **Gráfico 2**  
Distribuição da produção: concreto armado

as espessuras de lajes e secções de vigas variam de acordo com o projeto, a modularidade estabelecida e a tecnologia empregada. Por isso, é possível ser observada uma diminuição de volume de concreto utilizando os mesmos recursos, o que dificulta o estabelecimento de uma correlação direta entre o volume produzido e a capacidade instalada.

Outros importantes dados, como consumo de materiais, empregos e investi-

mentos, são apresentados no relatório. No entanto, para a revista Concreto & Construções, ênfase foi dada ao monitoramento de parâmetros que indicam o desenvolvimento tecnológico do setor, por sua correlação direta com a tecnologia do concreto.

Em 2011, nenhuma empresa indicou produzir apenas o concreto pretendido, percentual que chegou a 8% em 2012 e passou para 11,8% em 2013. Por outro lado, o percentual de empresas com pro-

dução integral dedicada ao concreto armado vem se reduzindo a cada ano: era de 26% em 2011, passou para 22% em 2012 e, em 2013, caiu para 20%.

A grande maioria das empresas (58,1%) indicou produzir concreto autoadensável, percentual superior ao de 2012 (54,2%).

Para os dirigentes da entidade, esses dados são relevantes e reflexo dos recentes investimentos do setor, que vem percebendo as possibilidades de

► **Tabela 1 – Ranking por tipo de obra**

2012	1. Indústrias	2. Varejo	3. Shopping Centers	4. Centros de Distribuição e Logística	5. Infraestrutura e Obras Especiais	6. Habitacional	7. Edifícios Comerciais
2013	1. Indústrias	2. Shopping Centers	3. Centros de Distribuição e Logística	4. Infraestrutura e Obras Especiais	5. Varejo	6. Edifícios Comerciais	7. Habitacional
2014	1. Shopping Centers	2. Indústrias	3. Infraestrutura e Obras Especiais	4. Centros de Distribuição e Logística	5. Edifícios Comerciais	6. Varejo	7. Habitacional

Fonte: FGV/IBRE



umentar a produtividade através dos recursos da tecnologia. Isto não seria possível sem um ambiente favorável, gerado a partir do programa de certificação, denominado Selo de Excelência Abcic. Trata-se de um programa evolutivo, implantado em 2003, que engloba requisitos de qualidade, segurança e meio ambiente, auditado nas plantas e obras, pelo IFBQ (Instituto Falcão Bauer da Qualidade), indutor de boas práticas e importante ferramenta de gestão para as empresas, que, com base em dados gerados a partir de rigoroso controle de materiais e processos, passam a ter informações consistentes para a tomada de decisão. Por outro lado, sem um controle tecnológico confiável não seria possível, por exemplo, avaliar com eficácia os benefícios do uso do concreto autoadensável, cuja aplicação supera a ordem de 50% das empre-


sas, conforme indica a pesquisa.

Por outro lado, o aumento do uso do concreto protendido confirma-se também pelo ranking dos segmentos consumidores das estruturas pré-fabricadas de concreto, destacando-se o fato de que as obras de infraestrutura e especiais ultrapassaram, em 2013, a aplicação, que também é bastante expressiva, das soluções em estrutura pré-fabricada em obras de centros de distribuição e logística, conforme indica a Tabela 1.

Apesar do momento desafiador, o setor espera manter os atuais níveis de produção e continuará investindo em 2015, uma vez que 31,1% das empresas assinalaram aumento de seus investimentos, enquanto 15,6% indicaram diminuir. O saldo (15,5%) é maior do que assinalado para 2014. No entanto, ficou abaixo da média da indústria de transformação

(23%), superior a indústria de materiais (5%) e ao da construção (13%).

A pré-fabricação em concreto continuará a dar respostas rápidas às necessidades do país, quer seja nos eventos esportivos, mobilidade urbana, infraestrutura viária, quer seja nos segmentos já consolidados. Foi protagonista dos estádios que sediaram a COPA em 2014, vem sendo das Olimpíadas. Presente nos aeroportos Guarulhos, Viracopos, Brasília e Curitiba. Nos BRTs de Belo Horizonte e programas habitacionais.

Um setor com mais de 50 anos no país, que venceu grandes desafios, cresceu sem que houvesse nenhum incentivo à industrialização; pelo contrário, ainda luta por questões como a isonomia tributária, mas que encontrou na normalização e certificação a base de seu desenvolvimento sustentável. 



# 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS2016)

June 26-30, 2016 | Foz do Iguaçu | Paraná | Brazil

[www.iabmas2016.org](http://www.iabmas2016.org)

## T O P I C S

### Advanced Materials

- ▶ Aging of Bridges
- ▶ Assessment and Evaluation
- ▶ Bridge Codes
- ▶ Bridge Diagnostics
- ▶ Bridge Management

### Systems

- ▶ Damage Identification
- ▶ New Design Methods
- ▶ Deterioration Modeling
- ▶ Earthquake and Accidental

### Loadings

- ▶ Fatigue
- ▶ Foundation Engineering

### Systems

- ▶ Field Testing
- ▶ Health Monitoring
- ▶ Load Models
- ▶ Life-Cycle Assessment
- ▶ Maintenance Strategies
- ▶ Non-destructive Testing
- ▶ Prediction of Future Traffic

### Demands

- ▶ Repair and Replacement
- ▶ Residual Service Life
- ▶ Safety and Serviceability
- ▶ Service Life Prediction
- ▶ Sustainable Bridges

## I N F O R M A T I O N

### SECRETARIAT

Ms. Tatiana Razuk

[secretariat@iabmas2016.org](mailto:secretariat@iabmas2016.org)

# Concreto protendido nas estruturas pré-fabricadas

ÍRIA LÍCIA OLIVA DONIAK – PRESIDENTE EXECUTIVA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA DE CONCRETO - ABCIC

## I. INTRODUÇÃO

O uso da protensão em estruturas pré-moldadas de concreto é fundamental, não somente em relação aos critérios de desempenho dos elementos estruturais, que serão abordados ao longo do presente artigo, mas também em relação à viabilidade da aplicação do sistema, na medida em que possibilita maior produtividade e aproveitamento de “layout” nas plantas de produção.

Os métodos de produção têm evoluído continuamente nos últimos anos,

impulsionados especialmente pela busca de um maior grau de automação. A carência de mão de obra qualificada, realidade nos países europeus desde o pós-guerra, hoje está presente em diversos países, incluindo o Brasil. A causa mais provável está relacionada ao desenvolvimento tecnológico, que motiva os jovens, com acesso cada vez maior à informação e aos modernos métodos de operação de equipamentos, a buscarem, inclusive no âmbito operacional, desenvolverem suas atividades com mais inteligência e menor esforço físico, valorizando sobremaneira

o aspecto da capacitação. A indústria de estruturas pré-moldadas constitui-se em um campo fértil para o desenvolvimento tecnológico por tratar-se de um ambiente em que o planejamento, controle e aumento de produtividade são inerentes ao seu desenvolvimento. O grau de automação é o que diferencia a indústria nacional, em termos de produção, da indústria europeia. O sistema, chamado “carrossel”, para produção de painéis e lajes, nos quais os elementos em “pallets” são transportados automaticamente para cada fase de produção, apresenta vantagens significativas em relação ao sistema, ainda utilizado no mundo todo e largamente adotado no Brasil, da produção em pistas, originalmente do inglês “beds” ou “long lines”. As principais vantagens são: uma melhor organização da produção, com o mínimo de intervenção humana, e redução dos custos pelo fato das operações individuais estarem centralizadas em estações de trabalho. Cada etapa, planejada com todo o sistema de controle e integrando os projetos, possibilita não só a distribuição do concreto de forma automática como também os recortes de peças. Os sistemas carrossel e pistas podem ser melhor entendidos a partir das figuras 1 e 2.

Em ambos os processos, a protensão é largamente empregada, associada à produção de painéis e de lajes alveolares, cujos equipamentos “slipformer” ou “extruder” influenciam na dosagem e



► **Figura 1a**  
Fábrica de lajes alveolares em sistema carrossel, na Inglaterra.  
(Arquivo Abcic: Missão Técnica 2008)



propriedades do concreto no estado fresco e endurecido, uma vez que, no caso da utilização de slipformer, adota-se concretos de abatimentos maiores e, no extruder (moldagem da peça por extrusão), concretos secos. O grande desafio é atingir um ciclo que possibilite o máximo de aproveitamento das linhas de produção, sem interferência na qualidade e nos requisitos de desempenho do produto final.

Ressaltam-se ainda os aspectos relativos à sustentabilidade. Pode-se combinar a protensão com o uso de concreto de alta resistência, inerente ao processo, na medida em que há necessidade de resistências elevadas nas primeiras idades. Segundo Helene (2013), ao aumentar a resistência dos concretos é possível reduzir as dimensões dos elementos estruturais, principalmente os comprimidos, reduzindo volumes finais de materiais. Pode-se combinar a protensão com o concreto autoadensável, favorecida pela logística e pelo rigoroso controle de qualidade, o que apresenta inúmeros benefícios, incluindo não somente os aspectos ambientais pela racionalização no uso dos recursos, mas também os benefícios para a saúde dos trabalhadores pela eliminação de ruídos e facilidade de aplicação.

Os elementos pré-fabricados nos quais o uso da protensão é frequente são as lajes, especialmente as alveolares, alguns tipos de painéis e as telhas. Utiliza-se ainda nos elementos de fundação, em estacas pré-fabricadas. As vigas protendidas possuem ampla diversidade de seções (I, retangulares ou “t invertido”) e trazem grande versatilidade arquitetônica pela forma e possibilidade de vencer grandes vãos satisfazendo os requisitos de flexão e cortante. (Elliott&Jolly, 2013)

Ao abordar os aspectos conceituais relativos à pré-tração, o artigo referen-



► **Figura 1b**  
Recortes de peças automaticamente introduzidos

cia-se no Capítulo 43 (Concreto Pré-Fabricado) do livro “Concreto: Ciência e Tecnologia”, editado pelo IBRACON, onde mais detalhes podem ser obtidos.

## 2. A PROTENSÃO ADOTADA NA INDÚSTRIA

É importante partirmos da definição

de concreto protendido que elucidará os conceitos a serem trabalhados.

Um elemento de concreto protendido é todo aquele submetido a um sistema de forças especialmente e permanentemente aplicadas (forças de protensão), que impeçam ou limitem a fissuração do concreto, permitindo o



► **Figura 2**  
Pistas de protensão em fábrica no Brasil



a



b

### ► Figura 3

Pré-tração: (a) Cabeceira de protensão em pista de pré-tração, no Brasil, com produção de lajes alveolares; (b) Protensão de viga com seção caixão, em pista na Espanha

controle de suas deformações, considerando as ações de projeto (atuantes durante as situações transitórias e vida útil).

Por situações transitórias, entendem-se as movimentações sob as quais os elementos pré-moldados estão sujeitos, como desforma, manuseio, transporte, armazenamento e montagem, esforços que devem estar previstos desde o projeto de montagem, especialmente considerando que ocorrem usualmente com o concreto

em baixas idades (El Debs, 2000).

O concreto pode ser protendido por pré-tração ou pós-tração. Na pré-tração, a armadura ativa (cordoalha ou fios de protensão) é tensionada entre dois pontos de apoio, denominados de contrafortes ancorados na pista de protensão, que pode chegar a até 200m. Depois que o aço é tracionado pelos macacos hidráulicos, o concreto é lançado na forma ou na pista envolvendo a cordoalha. A força de protensão é trans-

ferida para o concreto após ser atingida a resistência característica para a liberação da protensão, por meio do corte das armaduras ativas no trecho livre entre a pista de protensão e o contraforte. Este sistema é o mais utilizado na indústria de pré-fabricados de concreto (Figura 3). A Figura 4 mostra um exemplo de viga pré-fabricada protendida em pista de pré-tração, bem como a extensão da pista, e a Figura 5, a pista de protensão com elementos de cobertura já concretados.

No concreto protendido com pós-tração, os cabos são tracionados depois que o concreto é lançado e adquire resistência mínima (endurecimento do concreto), conforme especificado em projeto. A protensão pode ser aderente ou não aderente:

► **Pós-tração aderente:** é realizada após o endurecimento do concreto, utilizando-se como apoios partes do próprio elemento estrutural. As armaduras de protensão são colocadas em bainhas, que, por sua vez, são posicionadas antes da concretagem da peça. Após a protensão das armaduras, as bainhas são preenchidas com injeção de calda de cimento, conferindo aderência das armaduras ao concreto.



### ► Figura 4

Pré-tração de vigas antes do corte das armaduras de protensão, em fábrica no Brasil: dimensões da pista de protensão e do elemento de viga concretado



► **Pós-tração não aderente:** é realizada após o endurecimento do concreto, utilizando-se como apoios partes do próprio elemento estrutural, porém não sendo criada aderência com o concreto. A armadura é ligada ao concreto apenas em pontos localizados por meio de placas de ancoragem.

Embora na indústria do pré-moldado a pré-tração seja mais utilizada, é possível adotar a pós-tração em situações nas quais a força de protensão total especificada em projeto excede a capacidade da pista de protensão. Ou quando não é possível, devido ao peso próprio dos elementos, aplicar a força de protensão total e há necessidade de se complementar, após o elemento ter sido colocado na posição de serviço e/ou recebido maior carregamento. Utiliza-se a pós-tração especialmente em vigas de pontes, demais obras de arte e elementos de grandes dimensões.

A execução de elementos em concreto protendido exige maiores cuida-



► **Figura 5**

Pré-tração de telhas em pista de protensão em fábrica no Brasil: a cobertura da fábrica adota este tipo de telha, que vem sendo largamente empregado em obras industriais e centros de distribuição e logística pelo seu uso intercalado com domus translúcidos, o que possibilita economia de energia

dos durante a produção em relação às peças de concreto armado. Os equipamentos devem ser mantidos adequadamente e aferidos, a cabeceira das pistas devem estar limpas e

organizadas, devem ser observadas especialmente a limpeza e verificação das cunhas<sup>1</sup> e porta-cunhas<sup>2</sup>, especialmente por questões de segurança do trabalho (Figura 6).



a



b

► **Figura 6**

Equipamentos de protensão: (a) Limpeza e controle das cunhas e porta-cunhas de ancoragem de pós-tração; (b) Macaco de protensão

<sup>1</sup> CUNHAS SÃO PEÇAS DE METAL EM FORMATO TRONCO CÔNICA, COM DENTES QUE MORDEM O AÇO DE PROTENSÃO DURANTE A TRANSFERÊNCIA DA FORÇA DE PROTENSÃO DO MACACO HIDRÁULICO PARA ANCORAGEM.

<sup>2</sup> PORTA CUNHAS SÃO AS PEÇAS QUE ALOJAM AS CUNHAS.

Verificações e registros devem ser mantidos em relação à conformidade de alongamento dos cabos, conforme previsto em projeto. Cuidados especiais devem ser mantidos em relação ao armazenamento do aço de protensão.

Ressalta-se o cuidado com as propriedades mecânicas do aço e do concreto, e do posicionamento do aço em conformidade com o projeto. As propriedades do concreto têm papel fundamental no que diz respeito à aderência, que, segundo Neville (1997), é aproximadamente proporcional à resistência à compressão até cerca de 20 MPa.

A aplicação do concreto protendido permite que haja melhor rendimento da seção dos elementos, pois, no caso de peças fletidas, toda a seção da peça trabalha sob compressão. Esse fato, associado ao concreto de alta resistência, permite produzir peças mais leves, fator determinante em todo o processo de logística. Outro importante aspecto é a capacidade de vencer grandes vãos. O concreto de alta resistência, por ser menos deformável, apresenta menor fissuração, controlada, por sua vez pela força de protensão.

É também inerente ao processo de protensão a necessidade de concretos de alto desempenho e elevadas resistências iniciais, para otimizar o aproveitamento das formas ou das pistas de protensão de uma planta de produção. Segundo a ABNT NBR 9062:2006, requisito 9.2.5.3.1, a liberação da protensão dos elementos de concreto protendido por pré-tração poderá ocorrer somente após o do concreto ter atingido a resistência de 21MPa, o que deve ser comprovado pelo controle de qualidade da fábrica.

O controle da fissuração do concreto, aliado a um concreto de melhor qualidade, resulta em maior durabilidade e redução nos custos de manutenção, desde que respeitadas todas as demais exigências de execução dos elementos protendidos de concreto, especialmente os cobrimentos. A partir das definições de elementos pré-moldados e pré-fabricados, a ABNT NBR 9062 estabelece, dentre outros, valores diferenciados de cobrimentos mínimos a serem adotados em função do melhor controle dimensional dos elementos. Para a determinação

do cobrimento mínimo das armaduras de elementos pré-moldados, adota-se a mesma classificação de classes de agressividade ambiental da ABNT NBR 6118 e variam-se as tolerâncias de execução utilizadas para o cálculo dos cobrimentos mínimos. Além disso, também são permitidos outros valores de cobrimentos mínimos para os elementos pré-fabricados, no caso da realização de ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade do elemento pré-fabricado de concreto, frente ao nível de agressividade previsto em projeto, por se tratarem de elementos industrializados com controle rigoroso (produção com cura controlada, precisão no proporcionamento dos materiais e de dosagem do concreto, etc.). Na falta desses ensaios, a ABNT NBR 9062, item 9.2.1.1.2, estabelece que, desde que seja utilizado concreto com  $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$  e relação água/cimento  $\leq 0,45$ , os cobrimentos podem ser reduzidos em mais 5mm em relação ao estabelecido no item 9.2.1.1.1 (para os elementos pré-moldados e outros de concreto *in loco* com maior controle),



► **Figura 7**

(a) Vigas I para pontes em fábrica na Holanda (b) Vista lateral dos mesmos elementos

devendo obedecer aos limites mínimos permitidos para:

- ▶ lajes em concreto armado  $\geq 15\text{mm}$ ;
- ▶ demais peças em concreto armado (vigas/pilares)  $\geq 20\text{mm}$ ;
- ▶ peças em concreto protendido  $\geq 25\text{mm}$ ;
- ▶ peças delgadas protendidas (telhas/nervuras)  $\geq 15\text{mm}$ ;
- ▶ lajes alveolares protendidas  $\geq 20\text{mm}$ .

### 3. CONCLUSÃO

Especialmente pela produtividade do sistema em pré-moldados de concreto, sua aplicação cresce a cada ano, como demonstram os dados publicados nos anuários da ABCIC. A maior produtividade está sempre associada ao maior desenvolvimento tecnológico da indústria (ver “Mercado Nacional” nesta edição). Há um potencial de crescimento em estruturas destinadas à infraestrutura viária, como pontes e viadutos, onde a pré-fabricação em concreto é largamente utilizada, seja em países como Espanha e Holanda (FIGURA 7), seja no Brasil (FIGURA 8), onde esta aplicação tem se viabilizado em vãos bastante expressivos, quando a obra está próxima à indústria, compensando com os custos de transporte e logística o custo tributário, que é maior para produtos produzidos industrialmente pela incidência do ICMS.



▶ **Figura 8**

Montagem de vigas protendidas na obra do viaduto do complexo de acesso ao porto de Itaguaí, no Rio de Janeiro

Ao concluir este artigo enfatiza-se que o maior objetivo foi o de esclarecer não somente os benefícios, mas também os cuidados envolvidos no processo de protensão, sem os quais o desempenho da estrutura poderá ficar comprometido. Os cuidados em relação à protensão devem estar previstos desde o projeto e, em especial no caso da pré-tração, considerando as especificidades das estruturas pré-moldadas ou pré-fabricadas, a fim de evitar manifestações patológicas. O controle de qualidade, baseado nos requisitos estabelecidos nas normas técnicas aplicáveis e na “expertise” da indústria, deve ser considerado mesmo no caso

de obras em que a produção dos elementos pré-moldados é realizada no canteiro de obras. São de fundamental importância o emprego de equipamentos adequados e mão de obra capacitada. A revisão da NBR 9062 – Projeto e Execução de Estruturas Pré-moldadas de Concreto – foi recentemente concluída no âmbito da comissão de estudos ABNT e está sendo encaminhada para consulta nacional. Os cuidados com estruturas pré-moldadas e controle das resistências iniciais também foram incluídos na última revisão da ABNT NBR 12655, prevendo-se os cuidados adicionais para este tipo de estrutura já definidos na NBR9062. ◀

### ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] HELENE, Paulo. Concreto, Sustentabilidade e Pré-Moldado. In: 3 ENCONTRO NACIONAL DE PROJETO, PRODUÇÃO E PESQUISA DO CONCRETO PRÉ-MOLDADO. São Carlos: USP, 2013
- [02] ELLIOTT, K.S. and Jolly, C.K. Multi-storey Precast Concrete Framed Structures, Second Edition –WILEY Blackwell, UK 2013
- [03] DONIAK, I.L.O.; GUTSTEIN, D. Concreto Pré-Fabricado. In: ISAIA, G.c.. Concreto Ciência e Tecnologia. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2011. p. 1569-1613.
- [04] EI DEBS, M.k. Concreto Pré- moldado Fundamentos e Aplicações. São Carlos: EESC –USP São Carlos, 2000.
- [05] NEVILLE, A. M.. Propriedades do Concreto. 2. ed. São Paulo: Pini, 1997.
- [06] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 9062. Projeto e Execução de Estruturas Pré-moldadas de Concreto. Rio de Janeiro, 2006.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12655. Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação. Rio de Janeiro, 2015.

# A protensão como carregamento

---

EVANDRO PORTO DUARTE – DIRETOR TÉCNICO

---

ANDRÉ LUIS PEREIRA REIS – GERENTE TÉCNICO

---

BRUNO RODRIGUES PEREIRA GUIMARÃES – ENGENHEIRO

---

PORTANTE ENGENHARIA

## I. INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado e protendido são normalizadas por um mesmo documento, a NBR 6118:2014. Excetuando-se as especificações diferenciadas para cada sistema, a principal diferença está no tipo de aço utilizado e também no processo construtivo. A princípio, no cálculo estrutural, a maior diferença entre esses dois materiais é relativo ao fato de que no concreto protendido temos que levar em conta, nas várias etapas de verificação, a influência das perdas iniciais e lentas; portanto, no restante, será possível admitir o mesmo procedimento de cálculo, seja no ELU (Estado limite último) ou no ELS (Estado limite de serviço). Contudo, ainda hoje, mesmo após o crescimento considerável e necessário à utilização da protensão em todo mundo, temos muitos profissionais que não se sentem confortáveis para calcular peças protendidas devido às dificuldades acima citadas.

Se falarmos sobre o dimensionamento de uma viga isostática em concreto armado, com os carregamentos conhecidos de peso próprio, sobrecarga permanente e sobrecarga acidental, todos nós sentimos confiança em dimensionar; mas, quando aparece a necessidade do uso da protensão, ficamos com a dificuldade de interpretação e modo de cálculo dessa peça. A grande pergunta é: e se consideramos a protensão como outro carregamento qualquer, externo, conhecido, assim como os carregamentos mencionados acima? Neste raciocínio poderemos, então, extrapolar e calcular uma peça protendida exatamente igual a uma peça em concreto armado, apenas introduzindo um novo carregamento “A PROTENSÃO”.

## 2. O CONCEITO

Sabe-se que a protensão introduzida à estrutura tem por objetivo diminuir ou até mesmo eliminar os esforços de tração aplicados pelo carregamento solicitante; pode-se, então, afirmar que a protensão é um carregamento apenas inverso (cargas de baixo para cima, “Forças de Desviação”) aos carregamentos aplicados externamente.

Neste artigo a protensão será apresentada como uma forma de

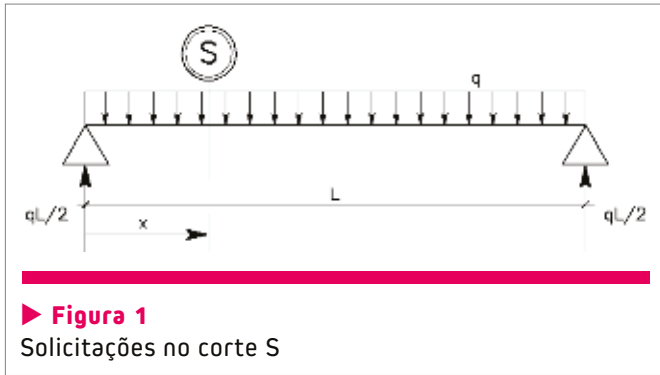
carregamento, ao qual se dá o nome de “Forças de Desviação”. Intuitivamente pode-se compreender tal carregamento como o efeito da clara tendência que o cabo parabólico ou poligonal apresenta, quando tensionado pela protensão, de se retificar; essa tendência gera um carregamento de baixo para cima, no sentido inverso, opondo-se às cargas atuantes na estrutura.

Usando os conceitos da resistência dos materiais, iremos mostrar de forma clara e objetiva um roteiro prático e simples para desmistificar o cálculo de peças protendidas, sejam elas isostáticas ou hiperestáticas, calculando-as como se concreto armado fosse. Para tanto, teremos que abordar o conceito da “Protensão como um Carregamento”, demonstrando quais tipos de carregamento são representativos deste “Carregamento Protensão”.

## 3. TIPOS DE CARREGAMENTOS

A seguir, vamos demonstrar a representação e o funcionamento de cada tipo de carregamento, dependendo da disposição dos cabos no interior da peça de concreto; assim sendo, teremos que apresentar três tipos distintos de casos de carregamento de protensão, a saber:

- Cargas uniformemente distribuídas de baixo para cima, representativas de um cabo com disposição em curva parabólica. (figura 3);
- Cargas concentradas ao longo do vão quando a disposição for poligonal. (figura 4);
- Cargas concentradas e momentos concentrados no extremo da viga quando a ancoragem não estiver no centro de gravidade da peça e introduzir uma excentricidade no extremo da viga (este caso é muito usual em peças pré-moldadas protendidas, em pistas de protensão com traçado reto e excentricidade constante); neste caso, também poderemos assimilar o carregamento “protensão” em peças de inércia variável e misturar as considerações já feitas com o desenvolvimento da excentricidade dos cabos versus momentos gerados pela protensão.



No final deste trabalho, iremos apresentar as considerações de simplificação e a possibilidade de utilizar a protensão levando-se em consideração suas perdas, através das forças de “Desviação” compostas por um conjunto de cargas concentradas ao longo do vão, de tal forma que, para cada carga concentrada considerada, será possível calcular a redução da força em cada uma dessas cargas, pelo efeito de perdas ao longo do comprimento da peça.

#### 4. HIPÓTESES PARA O CÁLCULO

O conceito de resistência dos materiais, no caso de carregamento atuante nas peças, deve ser entendido antes de iniciar o cálculo da protensão. Portanto, pode-se observar a viga com carga distribuída “q”; o diagrama de momentos fletores desta parcela varia em forma de uma parábola. Isso pode ser notado ao calcular o momento fletor em uma seção qualquer, dada por uma posição x em relação ao início do vão. No entanto, somente as cargas e reações à esquerda da seção “S” são contabilizadas. Ou seja, apoio da estrutura é substituído pela sua reação e calcula-se na seção “S” os momentos atuantes oriundos destes carregamentos (figura 1).

A equação do momento fletor da viga da figura 1 é:

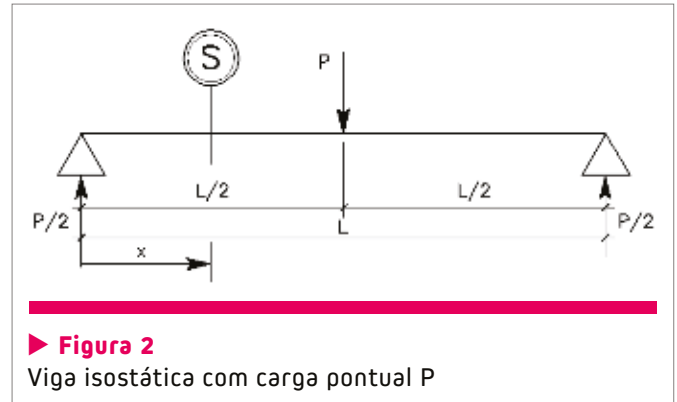
$$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \quad [1]$$

Ao derivar a equação obtida (1), tem-se a equação do cortante:

$$Q(x) = \frac{d(M(x))}{dx} = \frac{qL}{2} - qx \quad [2]$$

Derivando novamente a equação obtida (2), tem-se a equação do carregamento:

$$\frac{d(Q(x))}{dx} = -q \quad [3]$$



Outro tipo de carregamento a ser estudado é com carga concentrada “P”. Neste caso, o diagrama de momento fletor é linear. O princípio do cálculo do momento fletor é o mesmo do que foi feito anteriormente para carga distribuída (figura 2).

A equação do 1º grau relativa à figura 2 é:

$$y = ax \quad [4]$$

Para:

$$x = 0 ; M(x) = 0 \quad [5]$$

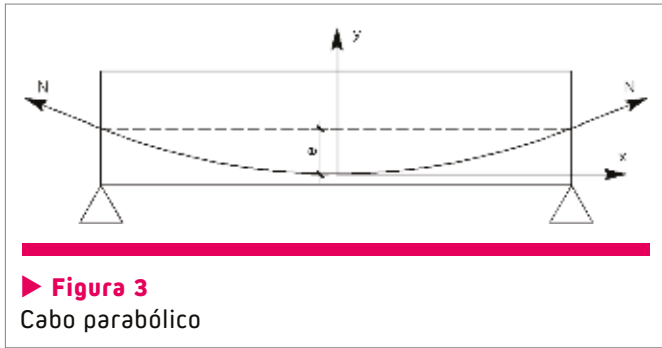
$$x = L/2 ; M(x) = P.L/4 \quad [6]$$

$$M(x) = ax \quad [7]$$

Para  $x = L/2$ ; substituindo (6) em (7):

$$P.L/4 = a(L/2) \quad a = P/2 \quad [8]$$

Visto os casos de carregamentos, inicia-se a protensão introduzida na estrutura, onde o objetivo é diminuir ou até mesmo eliminar os esforços de tração aplicados pelo carregamento solicitante. As excentricidades entre o cabo e o centro de gravidade da viga definem a intensidade desse carregamento. Contudo, são apresentados exemplos das vigas protendidas mais usuais.



► **Figura 3**  
Cabo parábólico

## 5. CASO DE CARREGAMENTO “CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA”

### 5.1 No caso de vigas protendidas pós-tensionadas

Na pós-tensão, o cabo é inserido dentro de uma bainha a fim de impedir o contato com o concreto. Quando o concreto atinge a resistência desejada, é feito o tensionamento do aço até a tensão desejada com o uso de macacos hidráulicos nas extremidades. Quando a protensão é introduzida, surge uma força tração nos cabos e, conseqüentemente, uma tendência desses cabos de se retificar. Como esses cabos não conseguem se retificar, introduzem na peça de concreto um grupo cargas, sejam uniformemente distribuídas, sejam cargas concentradas, que, por sua vez, comprimem a peça de concreto.

### 5.2 Viga isostática de seção constante e cabo parábólico

Para melhor entendimento, considera-se apenas a carga de protensão “N”, desprezando qualquer tipo de perda. De acordo com a figura 3, a origem dos eixos no meio do cabo, prova-se a carga distribuída para estrutura.

A equação do 2º grau relativa à figura 3 é:

$$y = ax^2 + bx + c \quad [9]$$

Para:

$$x = 0 \quad ; \quad M(x) = N.e \quad [10]$$

$$x = L/2 \quad ; \quad M(x) = 0 \quad [11]$$

$$M(x) = ax^2 + bx + c \quad [12]$$

Como a origem dos vértices encontra-se no ponto (0,0), pode-se dizer que  $b = 0$ !

Então,

$$M(x) = ax^2 + c \quad [13]$$

Para  $x = 0$ ; substituindo (10) em (13):

$$N.e = a(0)^2 + c \quad c = N.e \quad [14]$$

Para  $x = L/2$ ; substituindo (11) e (14) em (13):

$$0 = a(L/2)^2 + (N.e) \quad a = -\frac{4(N.e)}{L^2} \quad [15]$$

A equação de momento devido à protensão do cabo é:

$$M(x) = -\frac{4(N.e)}{L^2}x^2 + N.e \quad [16]$$

Ao derivar a equação obtida (16), tem-se a equação do cortante:

$$Q(x) = \frac{d(M(x))}{dx} = \frac{8(N.e)}{L^2}x \quad [17]$$

Derivando novamente a equação obtida (17), tem-se a equação do carregamento:

$$q(x) = \frac{d(Q(x))}{dx} = -\frac{8(N.e)}{L^2} \quad [18]$$

Ou seja, igualando (3) com (18), temos que a protensão pode ser considerada como um carregamento distribuído de carga:

$$-q = -\frac{8(N.e)}{L^2} \quad q = \frac{8(N.e)}{L^2} \quad [19]$$

Ou podemos dizer, de uma forma simples e intuitiva, conforme T.Y. Lin que o momento na seção do  $\frac{1}{2}$  do vão é:



$$\frac{qL^2}{8} = N.e$$

[20]

## 6. CASO DE CARREGAMENTO “CARGA CONCENTRADA”

### 6.1 No caso de viga isostática de seção constante e cabo poligonal

A utilização da protensão para o reforço e alargamento de pontes, ou que necessitem ter a capacidade de carga ampliada, vem sendo utilizada no Brasil há algumas décadas. É possível afirmar que, de modo geral, a protensão melhora o desempenho estrutural das pontes antigas, aumenta a capacidade de carga das vigas principais (caso da protensão longitudinal) e da laje do tabuleiro (caso da protensão transversal). O efeito da protensão ainda aumenta a rigidez da estrutura, diminui significativamente a fissuração e melhora a resistência ao cisalhamento. Normalmente, utiliza-se para um dado reforço a protensão com cabo poligonal (figura 4).

Funções relativas à figura 4:

$$\text{sen} \alpha = \text{tg} \alpha = \frac{2.e}{L} \quad V = N.\text{sen} \alpha = \frac{N.2.e}{L}$$

[21]

Logo:

$$P = 2V \quad ; \quad P = \frac{4.N.e}{L}$$

[22]

A equação do 1º grau relativa à figura 4 é:

$$y = ax + b$$

[23]

Para:

$$x = 0 \quad ; \quad M(x) = 0$$

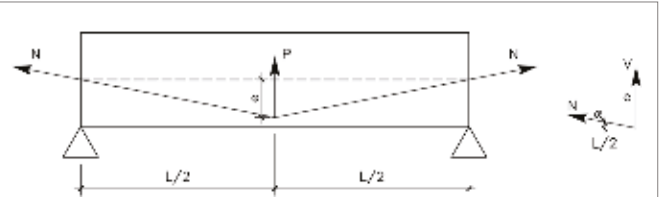
[24]

$$x = L/2 \quad ; \quad M(x) = N.e$$

[25]

$$M(x) = ax + b$$

[26]



► **Figura 4**  
Cabo poligonal

Para  $x = L/2$ ; substituindo (25) em (26):

$$N.e = a(L/2) \quad a = 2.N.e/L$$

[27]

A equação de momento devido à protensão do cabo é:

$$M(x) = (2.N.e/L)x$$

[28]

Ao derivar a equação obtida (28), tem-se a equação do cortante:

$$Q(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 2.N.e/L$$

[29]

Derivando novamente a equação obtida (29), tem-se a equação do carregamento:

$$q(x) = \frac{dQ(x)}{dx} = 0$$

[30]

Igualando (8) com (27), obtém-se a carga pontual referente a uma protensão do cabo poligonal:

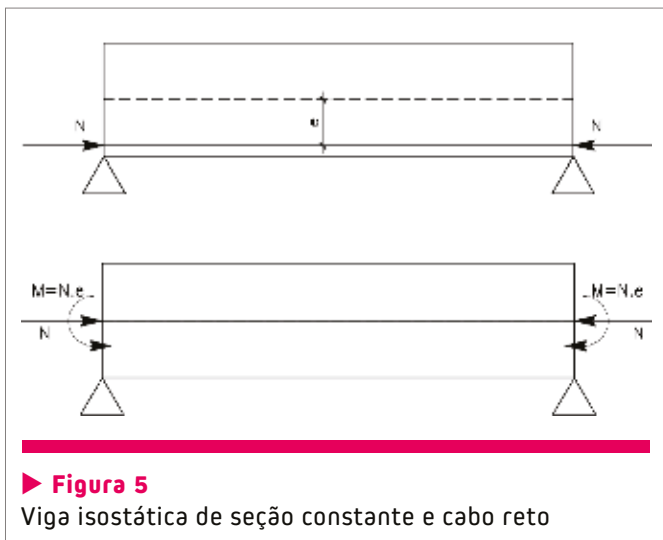
$$P = 4.N.e/L$$

[31]

Da mesma forma, intuitiva, tem-se:

$$\frac{PL}{4} = N.e \quad P = 4.N.e/L$$

[32]



► **Figura 5**  
Viga isostática de seção constante e cabo reto

## 7. CASO DE CARREGAMENTO DE MOMENTOS CONCENTRADOS NOS APOIOS

### 7.1 Caso encontrado nas vigas protendidas pré-tensionadas

A protensão com aderência inicial é obtida em pista de protensão, na fábrica de peças pré-moldadas; as armaduras de protensão são estiradas antes do lançamento do concreto na forma. Após o endurecimento do concreto, as armaduras são cortadas, desfazendo-se a ligação com o macaco de protensão. A força de protensão é transmitida por aderência entre os dois materiais, pois o concreto impede o encurtamento da armadura. A distribuição dos cabos no interior da viga é visto na figura 5.

A equação do momento fletor da viga da figura 6 é:

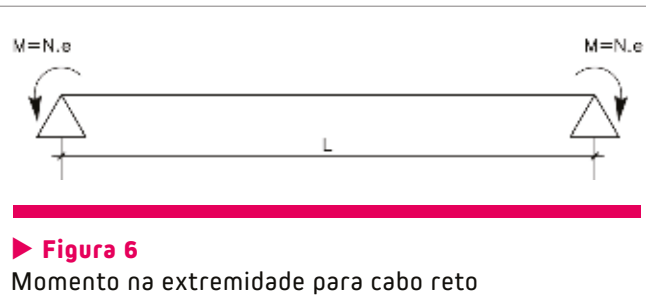
$$M(x) = N.e \quad [33]$$

Ao derivar a equação obtida (33), tem-se a equação do cortante:

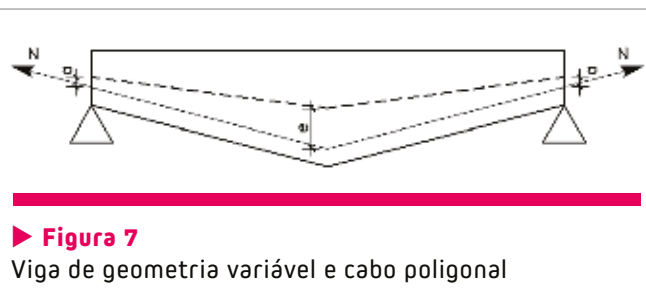
$$Q(x) = \frac{d(M(x))}{dx} = 0 \quad [34]$$

Derivando novamente a equação obtida (34), tem-se a equação do carregamento:

$$q(x) = \frac{d(Q(x))}{dx} = 0 \quad [35]$$



► **Figura 6**  
Momento na extremidade para cabo reto



► **Figura 7**  
Viga de geometria variável e cabo poligonal

Resultando, então, apenas o momento aplicado no extremo da peça (figura 6).

### 7.2 Caso de vigas de geometria variável

Outras vigas utilizadas são as de geometria variável. Com base nas informações obtidas anteriormente, pode-se visualizar como fica o diagrama de momento fletor das seguintes vigas (figura 7).

O diagrama de momento de protensão atuante é indutivo e com forma apresentada na Figura 8.

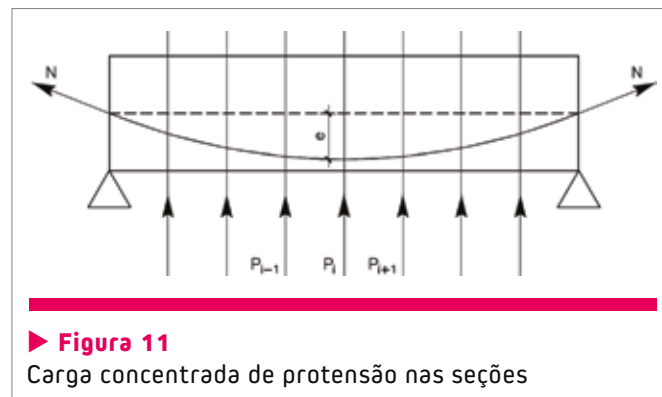
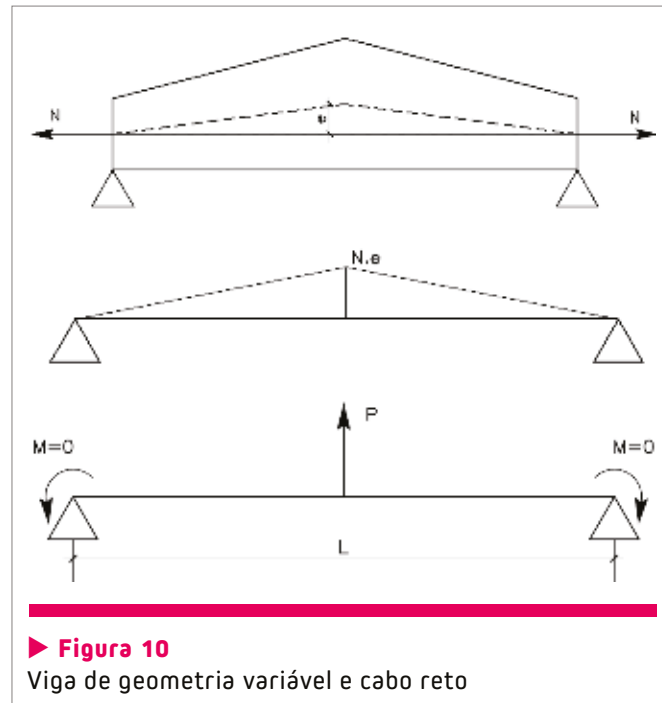
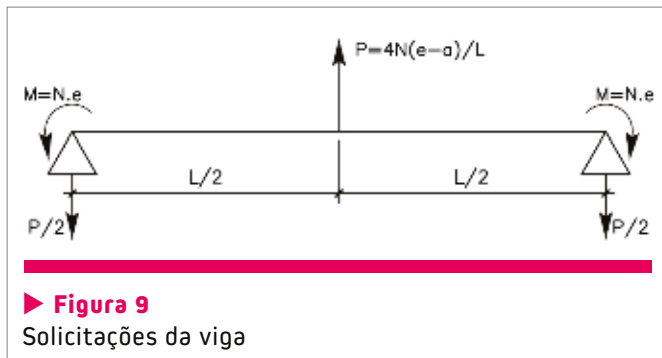
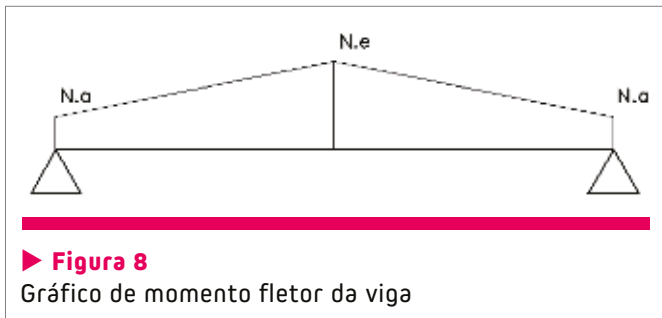
Logo, podemos analisar e verificar que, em uma viga isostática, se o diagrama de momentos fletores tem a forma mostrada na figura 8, então o tipo de carregamento será como mostrado na figura 9.

Na figura 9, visualiza-se o carregamento “Carga Concentrada”, mesmo que se tenha um cabo reto, porém com uma viga de inércia variável. O cabo, mesmo reto, induz o surgimento de uma carga concentrada devido ao tipo de diagrama momento de protensão que existe (figura 10). De onde, são extraídas as equações:

$$N.e = \frac{PL}{4} + N.a \quad \frac{PL}{4} = N(e-a) \quad P = \frac{4N(e-a)}{L} \quad [36]$$

Com  $a = 0$ ,

$$P = \frac{4Ne}{L} \quad [37]$$



## 8. PERDAS DE PROTENSÃO

Para a consideração das perdas de protensão dos cabos ao longo do vão, poderemos assimilar, então, que em cada seção de cálculo existirá uma carga concentrada de valor variável, função de cada valor final de força no cabo após cada uma das perdas de protensão consideradas. As perdas imediatas e lentas são calculadas para cada uma das seções o seu respectivo efeito de força no cabo (figura 11).

## 9. CONCLUSÕES

Função do acima exposto poderemos, então, chegar às seguintes conclusões :

- 1 – Da mesma forma que nossa atual norma ABNT NBR 6118:2014 trata o Material Concreto Protendido dentro do mesmos Conceitos das Estruturas de Concreto Armado, podemos também tratar a Protensão das peças de Concreto como Concreto Armado fosse;
- 2 – Como a Protensão provoca um efeito contrário aos carregamentos usuais atuantes na peça, podemos olhar como se um carregamento fosse;
- 3 – A introdução das Forças de Protensão em um peça causa Efeitos Elásticos semelhantes aos dos carregamentos,

- 4 – Como demonstrado, a Protensão introduz na peça carregamentos do tipo: Cargas uniformemente distribuídas, Cargas Concentradas e Momentos nos extremos; portanto, podemos de uma forma prática e simplificadora tratar a Protensão como um outro carregamento da peça;
- 5 – Finalmente, entendendo e tratando a Protensão como um Carregamento, os Calculistas e Projetistas de Concreto Armado poderão quebrar a “Barreira” e o “Mito” de que a Protensão é um assunto complexo e para poucos. 🏗️

## ► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[01] LIN, T.Y. Diseño de Estructuras de Concreto Pressforzado; Campaña Editorial Continental S. A.; México.

# Projeto e cálculo de uma viga isostática de concreto protendido

EVANDRO PORTO DUARTE

ANDRÉ REIS

BRUNO GUIMARÃES

PORTANTE ENGENHARIA

GERALDO FILIZOLA

CERNE ENGENHARIA

## APRESENTAÇÃO

Devido ao desafio feito pelo Comitê Editorial da Revista CONCRETO & Construções de fazermos a atualização de Apostila de Cálculo de uma Viga Protendida, apostila esta escrita nos anos de 1980, resolvemos redigir esta atualização com a colaboração de alguns colegas de profissão e de trabalho.

Para a adequação desta às novas normas convidamos os colegas Geraldo Filizola, da Cerne Engenharia, André Reis e Bruno Guimarães, da Portante Engenharia, para a participação nesta atualização, de tal forma que venha este novo texto a suscitar uma maior aplicação da Protensão nas peças de Concreto, fazendo, então, que outros colegas de profissão despertem a curiosidade para confirmar as vantagens técnicas e econômicas neste tipo de aplicação.

O cálculo da viga isostática é o mais simples dentre todas as aplicações que podem ser calculadas em concreto protendido. O presente trabalho tem a finalidade de apresentar um roteiro prático do projeto e cálculo de qualquer peça. Com a apresentação deste roteiro, o leitor poderá compreender e extrapolar para outros casos a aplicação da protensão. Poderá também entender o funcionamento de alguns “softwares” de vigas protendidas disponíveis no mercado.

Esta apostila inicialmente foi escrita pelo Eng. Evandro Porto Duarte em 1995, professor das Cadeiras de Hiperestática e de Concreto Protendido, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, e ex-professor de Concreto Protendido do Instituto Militar de Engenharia. Este profissional responde também pela Diretoria Técnica da Mac-Protensão, tendo, ao longo dos 42 anos de formado, projetado, calculado e executado inúmeras obras de concreto protendido.

## I. INTRODUÇÃO

Tem o presente trabalho a finalidade de divulgar e difundir a aplicação da protensão em estruturas de concreto, e fornecer aos calculistas e projetistas de concreto armado a grandeza necessária e conhecimentos básicos do cálculo e do detalhamento de peças em concreto protendido.

Com a intenção de dar grandeza e visão do cálculo de uma viga protendida, apresentaremos aqui a exemplificação de uma peça, a mais simples e a mais correntemente usada, de concreto protendido.

A viga a ser calculada será admitida ter um carregamento simples, a fim de não tomar tempo onde não se fizer necessário, logo admitiremos que as sobrecargas permanentes e acidentais sejam uniformemente distribuídas.

As unidades de medida adotadas correspondem kN, m, °C. As tensões serão avaliadas em MPa, o que equivale a 1000 kN/m<sup>2</sup>.

A primeira parte deste trabalho abordará a conceituação teórica básica da protensão, a fim de enunciar os conceitos que irão ser aplicados.

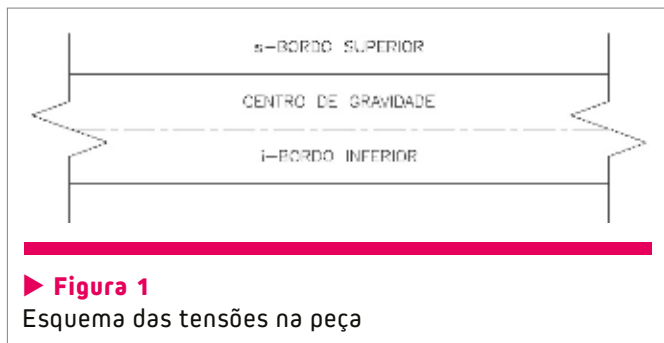
A partir destes conceitos, desenvolveremos um exemplo numérico completo da referida viga. Os conceitos referentes à perda lenta, verificação da flexão para o ELS, dimensionamento à flexão para o ELU e dimensionamento ao cortante para o ELU ficam para o próxima edição.

## 2. CONCEITUAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 Noções básicas do concreto armado

Tendo o concreto boa resistência à compressão e péssima resistência à tração, a forma de conciliar o trabalho da viga na sua região tracionada foi de dispor uma armadura passiva, costurando e resistindo aos esforços de tração,





aproveitando-se dos três princípios de funcionamento das peças de concreto armado (CA):

- Concreto resiste à compressão e aço à tração;
- Aderência entre os materiais aço e concreto;
- Coeficiente de dilatação térmica dos dois materiais são parecidos.

Porém, o grande inconveniente do CA é que a sua armadura somente começa a trabalhar quando a peça é solicitada e, com isso, pelo efeito da aderência, a deformação do concreto acompanha a do aço, acarretando tensões de tração não só no aço como no concreto, que acaba por fissurar e, com isso, perde duas capacidades vitais:

- Proteção da armadura;
- Seção colaborante para a inércia, acarretando maiores tensões e deformações.

## 2.2 Noções básicas do concreto protendido

Como o fato da seção fissurar na peça de concreto armado é prejudicial, a solução da protensão através da introdução de uma precompressão no concreto (o concreto trabalha bem a compressão), combatendo as futuras tensões de tração e não deixando a seção ter tração, e sim descompressão, faz com que a peça não tenha fissura e permaneça com as duas capacidades vitais descritas acima.

A introdução da precompressão é usualmente feita pelo princípio da ação e reação, através do tensionamento de aço de alta resistência (grande deformação específica) e bloqueio deste pelas ancoragens; com isso, reagindo no concreto e previamente o comprimindo.

Ao analisarmos as tensões na peça de concreto submetida a um carregamento (na peça protendida, a seção permanece íntegra), verificamos que o caminhamento das tensões de compressão tem o aspecto de arco (isostáticas de compressão) e o caminhamento das tensões de tração, ortogonais as de compressão, tem uma forma parabólica com má-

ximo valor de excentricidade no 1/2 do vão e reduzindo-se para a região do apoio. Logo, o traçado do aço de protensão fica definido por este caminho e de preferência o cabo tendo maior excentricidade no meio do vão e passando no centro de gravidade da seção no apoio.

Este traçado faz com que se visualize fisicamente duas grandes virtudes da protensão:

- A inclinação do cabo na região do apoio fornece componentes que combatem ao mesmo tempo o esforço cortante e o momento fletor;
- A curvatura do cabo, através do seu tensionamento e tendência a se retificar conduz a introdução de forças verticais de baixo para cima (forças de desviação), que combatem as cargas externas, reduzindo no todo o carregamento atuante na peça.

## 2.3 Análise das tensões na peça de CP

Vamos analisar de forma literal as tensões ocorridas em uma peça de CP, para verificarmos suas limitações (Quadro 1 e Figura 1).

Como o conceito da protensão é combater a futura tensão de tração no concreto, o valor da prévia tensão de compressão deverá ser no mínimo  $|\eta_i| = |\Sigma \sigma_i|$  e a tensão no bordo superior de preferência ter alguma tração a fim de descomprimir o bordo superior da tensão de peso próprio, com o cuidado de não passar em muito da descompressão desta fibra quando somente da atuação do pp + protensão (Quadro 2).

Como observação fundamental, vemos que não podemos dissociar as tensões de protensão e de peso próprio, quando uma ocorre a outra atua em conjunto. Logo, isto passa a ser uma virtude e vantagem do concreto protendido, pois o peso próprio não dimensionará a forma e a dimensão da peça, e sim somente as sobrecargas (Quadro 2).

Vamos sempre analisar as fibras mais solicitadas em uma dada seção e que são sempre as dos bordos superior e inferior e, dentre essas tensões, as que apresentarem maio-

### ► Quadro 1 – Tensões solicitantes

	$\sigma_i$	$\sigma_s$
pp	$\sigma_{i-pp}$	$\sigma_{s-pp}$
sp	$\sigma_{i-sp}$	$\sigma_{s-sp}$
sa	$\sigma_{i-as}$	$\sigma_{s-sa}$

## ► Quadro 2 – Quadro final de tensões

	$\sigma_i$		$\sigma_i$	
	p	$\Sigma$	p	$\Sigma$
pp	$\sigma_{i-pp}$	-	$\sigma_{i-pp}$	-
prot	$\eta_i$	$\sigma_{i-pp} - \eta_i$	$\eta_i$	$\eta_s - \sigma_{s-pp}$
sp	$\sigma_{i-sp}$	$\sigma_{i-pp} - \eta_i + \sigma_{i-sp}$	$\sigma_{i-sp}$	$\eta_s - \sigma_{s-pp} - \sigma_{s-sp}$
sa	$\sigma_{i-sa}$	$\sigma_{i-pp} - \eta_i + \sigma_{i-sp} + \sigma_{i-sa}$	$\sigma_{i-sa}$	$\eta_s - \sigma_{s-pp} - \sigma_{s-sp} - \sigma_{s-sa}$

res valores de compressão, pois, a princípio, todas as fibras sempre estarão comprimidas.

Os estágios que limitarão as maiores tensões de compressão podem ser estimadas por:

- Na fibra inferior, na solicitação de pp + protensão: o valor da máxima tensão de compressão deverá ser inferior (devido às perdas de protensão) a 2/3 de  $f_{ck}$ ;
- Na fibra superior, na ocorrência de todos os carregamentos, o valor máximo igual a  $f_{ck}/2$ .

Vamos, então, analisar essas limitações de compressão. Na fibra inferior, tem-se que  $|\sigma_{i-pp} - \eta_i| \equiv |\sigma_{i-sp} + \sigma_{i-sa}|$ , pois a tendência é de, no mínimo, se ter compressão nula com a atuação de todos os carregamentos.

Logo, podemos afirmar que:

$$|\sigma_{i-sp} + \sigma_{i-sa}| \leq \frac{2}{3} f_{ck} - \text{perdas} \quad [1]$$

Logo, sendo:

$$|\sigma_{i-sp} + \sigma_{i-sa}| = \Sigma \sigma_{i-sob}$$

$$\Sigma \sigma_{i-sob} = \frac{\Delta M_s}{W_i} \quad [2]$$

(soma dos momentos de sobrecargas)

Então,

$$\frac{\Delta M_s}{W_i} \leq \frac{2}{3} f_{ck} - \text{perdas} \quad [3]$$

Com isso:

$$W_i \geq \frac{\Delta M_s}{\frac{2}{3} f_{ck} - \text{perdas}} \quad [4]$$

Definindo-se através das sobrecargas somente a seção

e inércia da viga. Como a viga protendida terá compressão, tanto no bordo inferior quanto superior, a melhor forma desta seção é ter mesa de compressão, tanto no bordo superior quanto no bordo inferior (não tão grande quanto o superior), com seção “I”.

## 2.4 As perdas de protensão

Como ao ser solicitada, a peça de concreto protendido encurta imediatamente e ao longo do tempo, o aço de protensão irá acompanhar este encurtamento e perderá força ao longo deste período, logo o valor inicial e o menor valor de força do cabo devem ser verificados para que, por um lado, na ocasião da protensão, não estoure a fibra inferior e depois das perdas, ainda tenha valor suficiente para combate às tensões de tração e deixar este bordo com um resíduo de compressão.

As perdas que ocorrem no CP são as indicadas abaixo e serão calculadas por ocasião do exemplo a ser feito:

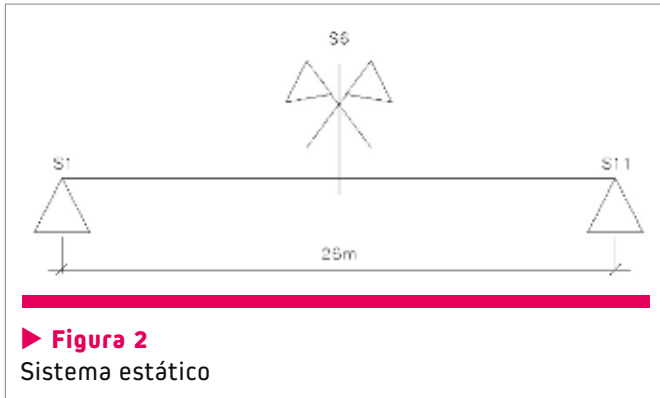
- Atrito;
- Cravação;
- Deformação imediata;
- Deformação lenta;
- Retração;
- Relaxação.

## 3. DADOS DA ESTRUTURA

Viga biapoiada de 26,0 m de vão, submetida a um carregamento permanente de 8 kN/m e sobrecarga acidental de 20 kN/m. O concreto a ser adotado, para classe de agressividade ambiental II, deve ter  $f_{ck} \geq 30\text{MPa}$ .

No caso de peças de concreto protendido, podemos resolver inteiramente o problema, definindo-se a seção transversal e o número de cabos e finalmente sua armadura passiva.

Para efeito deste exemplo e dando-se dimensões práticas da peça a ser dimensionada, vamos admitir alguns valores de dimensão da seção transversal, como:



► **Quadro 3 – Propriedades geométricas**

$S = 0,61 \text{ m}^2$	$J = 0,12 \text{ m}^4$
$y_i = 0,66 \text{ m}$	$W_i = 0,18 \text{ m}^3$
$y_s = 0,59 \text{ m}$	$W_s = 0,21 \text{ m}^3$

- Altura da viga = 1,25 m;
- Largura da mesa superior = 1,10 m (esta dimensão está ligada à utilização da peça, por exemplo a uma viga de passarela e com a estabilidade transversal);
- Largura da alma = 0,15 m (esta dimensão está ligada diretamente ao cisalhamento e prevista para conter cabo de 7Ø1/2", com reconhecimento compatível e espaço suficiente para a concretagem.

#### 4. CÁLCULO E DETALHAMENTO DA PEÇA

##### 4.1 Anteprojeto e predimensionamento (Figura 2)

###### A) CÁLCULO DA SEÇÃO NECESSÁRIA

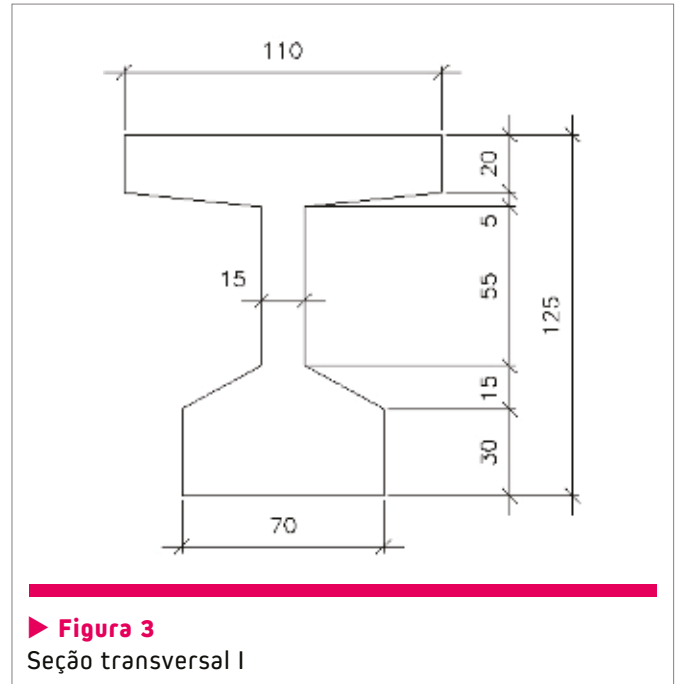
Valor do módulo resistente inferior:

$$W_i \geq \frac{\Delta M_s}{\frac{2}{3} f_{ck} - \text{perdas}} \quad [5]$$

Valor de

$$\Delta M_s = \frac{\Delta q_s \times l^2}{8} = \frac{28 \times 26^2}{8} = 2366 \text{ kN.m} \quad [6]$$

$$W_i \geq \frac{2366}{\frac{2}{3} \times 30000 - 2000} = 0,13 \text{ m}^3 \quad [7]$$



► **Quadro 4 – Carga distribuída sobre a viga**

pp =	0,61 x 25	= 15,3 kN/m
sp =		= 8,0 kN/m
sa =		= 20,0 kN/m

Valor estimado das perdas lentas  $\cong 2000 \text{ kN} / \text{m}^2$ .

###### B) CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A forma da seção transversal deve ser da seção "I" (Figura 3).

$$W_{i-exist} > W_{i-nec} \quad [8]$$

Logo, esta seção atende às dimensões práticas usuais de peças em CP.

► **Quadro 5 – Momento fletor máximo (meio do vão)**

	M (kN.m)
pp	1293
sp	676
sa	1690

$$\Sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} \quad [9]$$

### c) CÁLCULO DA PROTENSÃO

Considerando os valores dos Quadros 4 a 6:

$$N = \frac{\Sigma \sigma_i}{\frac{1}{S} + \frac{e}{W_i}} = \frac{19990}{\frac{1}{0,61} + \frac{0,56}{0,18}} = 4208 \text{ kN} \quad [10]$$

$$e = y_i - r = 0,66 - 0,10 = 0,56 \text{ m} \quad [11]$$

$r = 0,10 \text{ m}$  como primeira tentativa.

Nº de cordoalhas.

$$\text{nº de cordoalhas} \cong \frac{4208 \text{ kN}}{120 \text{ kN/cord}} \cong 35 \text{ u} \quad [12]$$

Adotado 5 cabos 7Ø 1/2" (35 cordoalhas Ø 1/2").

$N_c = 120 \text{ kN/cordoalhas}$  é a força de protensão admitida depois de todas as perdas.

Verificação do valor de "r" e distribuição dos cabos na seção transversal (Figuras 4 e 5 e Quadro 7).

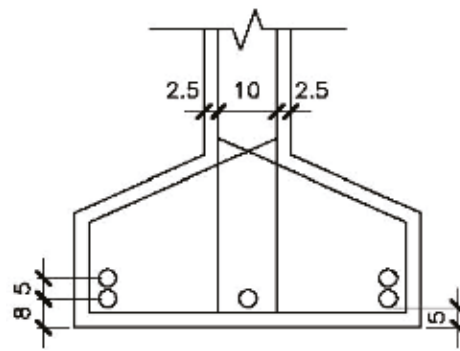
$$r = \frac{3 \times 0,08 + 2 \times 0,13}{5} = 0,10 \text{ m} \quad [13]$$

## 4.2 Estudo da peça à flexão

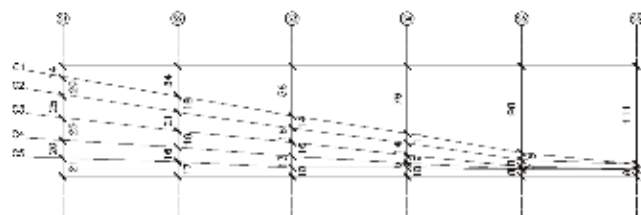
Vamos estudar a peça das seções S1 a S6 devido à simetria (Quadros 8 e 9).

### ► Quadro 6 – Tensões máximas (no meio do vão)

	$\sigma_i$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
pp	7,07	-6,16
sp	3,69	-3,22
sa	9,23	-8,05
$\Sigma$	19,99	-17,43



► **Figura 4**  
Posição dos cabos de protensão no meio da viga



► **Figura 5**  
Excentricidade dos cabos de protensão

### A) ESTUDO DAS PERDAS

Vamos estudar as perdas de protensão, de acordo com a NBR6118:2014 - item 9.6.3.3.2.2.

### ► Quadro 7 – Excentricidade dos cabos em relação ao topo da viga

	S1 (m)	S2 (m)	S3 (m)	S4 (m)	S5 (m)	S6 (m)
C1	0,14	0,34	0,56	0,76	0,98	1,11
C2	0,34	0,52	0,70	0,87	1,06	1,11
C3	0,59	0,73	0,86	1,01	1,14	1,17
C4	0,84	0,92	1,02	1,10	1,17	1,17
C5	1,04	1,08	1,15	1,15	1,17	1,17

### ► Quadro 8 – Esforços do momento fletor

	S2 (m)	S3 (m)	S4 (m)	S5 (m)	S6 (m)
pp	465	827	1086	1241	1293
sp	243	433	568	649	676
sa	608	1082	1420	1622	1690





► **Quadro 9 – Tensões dos carregamentos nas seções**

	S2 (m)		S3 (m)		S4 (m)		S5 (m)		S6 (m)	
	$\sigma_i$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_i$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_i$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_i$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_i$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
pp	2,54	-2,22	4,52	-3,94	5,93	-5,17	6,78	-5,91	7,07	-6,16
sp	1,33	-1,16	2,36	-2,06	3,10	-2,70	3,55	-3,09	3,69	-3,22
sa	3,32	-2,90	5,91	-5,15	7,76	-6,76	8,87	-7,73	9,23	-8,05

B) PERDAS POR ATRITO

$$\sigma_x = \sigma_0 \times e^{-\mu(\Sigma\alpha+\beta l)} \quad [14]$$

ou

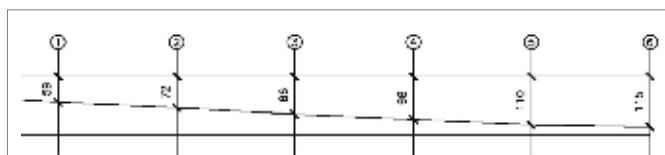
$$\sigma_x = \sigma_0 \times e^{-(\mu\Sigma\alpha+Kl)} \quad [15]$$

$\sigma_0$  - tensão inicial na região da ancoragem;  
 $\mu$  - coef. de atrito aparente;  
 $\Sigma\alpha$  - somatório dos desvios angulares das seções;  
 $\beta$  - coef. de perda de atrito por comprimento linear;  
 $K = \mu\beta$

$l$  - distância da seção de cálculo a seção inicial.

Admitindo-se os cabos com ancoragens ativas, podemos estudar por simetria até o 1/2 do vão.

Vamos estudar os cinco cabos como um único cabo, como uma família de 5 cabos. Para tanto, veremos qual o valor da distância média ao bordo superior que representará esta família (Figura 6 e Quadro 10).



► **Figura 6**  
Excentricidade do cabo equivalente

► **Quadro 10 – Excentricidade do cabo equivalente em relação ao cabo médio**

	S1 (m)	S2 (m)	S3 (m)	S4 (m)	S5 (m)	S6 (m)
$C_{médio}$	0,59	0,72	0,86	0,98	1,10	1,15

Ângulos médios em cada seção:

$$S1 \rightarrow \alpha = \arctg\left(\frac{0,72 - 0,59}{2,60}\right) = 2,9 \quad [16]$$

$$S2 \rightarrow \alpha = \frac{\arctg\left(\frac{0,72 - 0,59}{2,60}\right) + \arctg\left(\frac{0,86 - 0,72}{2,60}\right)}{2} = 3,0 \quad [17]$$

$$S3 \rightarrow \alpha = \frac{\arctg\left(\frac{0,86 - 0,72}{2,60}\right) + \arctg\left(\frac{0,98 - 0,86}{2,60}\right)}{2} = 2,9 \quad [18]$$

$$S4 \rightarrow \alpha = \frac{\arctg\left(\frac{0,98 - 0,86}{2,60}\right) + \arctg\left(\frac{1,10 - 0,98}{2,60}\right)}{2} = 2,6 \quad [19]$$

$$S5 \rightarrow \alpha = \frac{\arctg\left(\frac{1,10 - 0,98}{2,60}\right) + \arctg\left(\frac{1,15 - 1,10}{2,60}\right)}{2} = 1,9 \quad [20]$$

$$S6 \rightarrow \alpha = \frac{\arctg\left(\frac{1,15 - 1,10}{2,60}\right) + \arctg\left(\frac{1,10 - 1,15}{2,60}\right)}{2} = 0,0 \quad [21]$$

Tensão inicial (item 9.6.1.2 da NBR6118) menor que  $1,1(0,74 \times f_{ptk}) = 1,1(0,74 \times 1900) = 1547 \text{ Mpa}$ , adotado  $\sigma_0 = 1406 \text{ Mpa}$ , por não apresentar na prática problema quando na ocasião da protensão dos cabos, não solicitando em demasia os fios da cordoalha por estado múltiplo de tensões. (Mordida da cunha com estrangulamento de seção) – Quadro 11.

$$\beta = 0,01 \quad (K = 0,01 \times \mu) \quad [22]$$

$\mu = 0,20$  (valor variável entre 0,05 e 0,5) “NBR6118:14 – item 9.6.3.3.2.2”

► **Quadro 11 – Resumo das perdas por atrito**

Seção	l (m)	$\Sigma\alpha$ (°)	$\mu(\Sigma\alpha+\beta l)$ (rad)	$\sigma$ (MPa)	N (kN)
1	0,00	0,00	0,000	1406	4921
2	2,60	0,10	0,006	1398	4893
3	5,20	0,20	0,011	1390	4865
4	7,80	0,50	0,017	1382	4837
5	10,40	1,20	0,025	1371	4799
6	13,00	3,10	0,037	1355	4743

c) PERDA POR CRAVAÇÃO

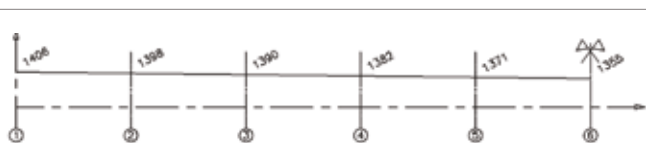
Iguala-se a energia de retorno das cordoalhas até serem bloqueadas pelas cunhas com a energia de Atrito, ao contrário no interior do cabo por deslocamento deste (Figuras 7, 8 e 9).

$$\text{Área de perda} = E_A \times u = \sigma \times l \quad [23]$$

$E_A$  - módulo de elasticidade do aço;

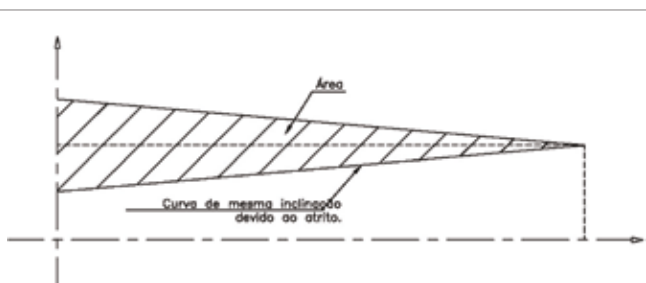
$E_A = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ ;

$\mu$  - retorno do cabo  $\mu = 5\text{mm}$



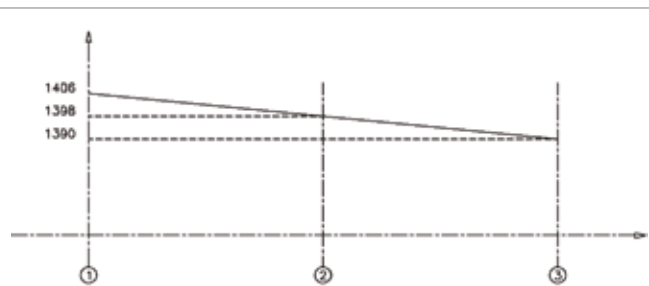
► **Figura 7**

Tensão nas seções após perdas por cravação



► **Figura 8**

Projeção da perda por cravação



► **Figura 9**

Área de perdas entre seções

Área a ser igualada:

$$A = \frac{E_A \times \mu}{2} = \frac{200000 \times 0,005}{2} = 500 \text{ MPa.m} \quad [24]$$

1º Trecho (S1 à S2)

$$\Delta = \frac{1406 - 1398}{2} \times 2,6 = 10 \text{ MPa.m} \ll A \quad [25]$$

2º Trecho (áreas trapezoidais)

$$\Delta = 10 + (1398 - 1390) \times \frac{3}{2} \times 2,6 = 41 \text{ MPa.m} \ll A \quad [26]$$

3º Trecho (S1 à S4)

$$\Delta = 41 + (1390 - 1382) \times \frac{5}{2} \times 2,6 = 93 \text{ MPa.m} \ll A \quad [27]$$

4º Trecho (S1 à S5)

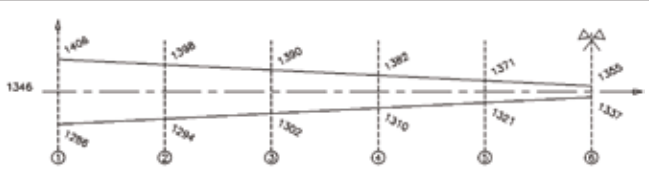
$$\Delta = 93 + (1382 - 1371) \times \frac{7}{2} \times 2,6 = 193 \text{ MPa.m} \ll A \quad [28]$$

5º Trecho (S1 à S6)

$$\Delta = 193 + (1371 - 1355) \times \frac{9}{2} \times 2,6 = 380 \text{ MPa.m} \ll A \quad [29]$$

Logo, ainda irá ter uma queda na curva abaixo da tensão do meio do vão igual a:

$$\Delta = \frac{500 - 380}{5 \times 260} = 9 \text{ MPa} \quad [30]$$



► **Figura 10**  
Diagrama final depois da perda por cravação

Então, a linha de simetria deste gráfico estará na tensão:

$$1355 - 9 = 1346 \text{ MPa} \quad [31]$$

#### D) PERDA POR DEFORMAÇÃO IMEDIATA

Iguala-se o encurtamento do concreto ao do aço em cada seção, apenas levando-se em conta que cada cabo protendido influencia apenas os que já estão protendidos. Logo:

$$\Delta\sigma_a = \frac{\sigma_c}{E_c} \times E_a \times \frac{n-1}{2n} = \varepsilon_c \times E_a \times \frac{n-1}{2n} \quad [32]$$

$n = n^\circ$  de cabos

Admitindo que a protensão ocorrerá 7 dias após a concretagem e o cimento utilizado será CPV-ARI. Calcula-se o  $f_{ck}$  do concreto na data de protensão:

$$\beta_1 = e^{\left\{ \left[ 1 - (28/t)^{1/2} \right] \right\}} \quad [33]$$

( $t=7$  dias e  $s=0,2$  para concreto de cimento CPV-ARI, de acordo com o item 12.3.3 NBR 6118:2014)

$$\beta_1 = e^{\left\{ \left[ 1 - (28/7)^{1/2} \right] \right\}} = 0,82 \quad [34]$$

$$\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} = \beta_1 = 0,82 \quad f_{ckj} = \beta_1 \times f_{ck} = 0,82 \times 30 = 24,6 \text{ MPa} \quad [35]$$

► Módulo de Deformação Longitudinal do concreto  $E_{ci}$ : (NBR6118, item 8.2.8)

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad [36]$$

#### ► Quadro 12 – Tensões após perdas

	S1 (MPa)	S2 (MPa)	S3 (MPa)	S4 (MPa)	S5 (MPa)	S6 (MPa)
Perda por atrito	1406	1398	1390	1382	1371	1355
Perda por cravação	1286	1294	1302	1310	1321	1337

Admite-se protender a peça quando, no corpo de prova, a resistência for superior a 24,6MPa no mínimo. Logo, o módulo de elasticidade para 28 dias:

$$E_{ci} = 1,0 \times 5600 \sqrt{30} = 30672 \text{ MPa} \quad [37]$$

O módulo de elasticidade em 7 dias:

$$E_{ci}(t) = \left( \frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right)^{1/2} \times E_{ci} \quad [38]$$

$$E_{ci}(t) = \left( \frac{24,6}{30} \right)^{1/2} \times 30672 \text{ MPa} = 27775 \text{ MPa} \quad [39]$$

O cálculo da tensão  $\sigma_c$  será feito no centro de gravidade do cabo representativo da família e para os carregamentos peso próprio + protensão.

#### Seção I

$$N = \frac{1286 \times 35}{10} = 4501 \text{ kN} \quad [40]$$

$$e = 0,59 - 0,59 = 0,00 \text{ m (Excentricidade)} \quad [41]$$

$$M_{pp} = 0 \text{ kN.m (M peso próprio)} \quad [42]$$

$$\sigma_c = \frac{-4501}{0,61 \times 1000} = -7,38 \text{ MPa} \quad [43]$$

$$\varepsilon_c = \frac{-7,38}{27775} = -2,66 \text{ E}^{-4} \quad [44]$$

$$\Delta\sigma_a = \varepsilon_c \times E_a \times \frac{n-1}{2n} = -2,66 \times 10^{-4} \times 200000 \times \frac{4}{10} = -21 \text{ MPa} \quad [45]$$

$$\Delta\sigma_{a1} = 1286 - 21 = 1265 \text{ MPa} \quad [46]$$

### Seção 2

$$N = \frac{1294 \times 35}{10} = 4529 \text{ kN} \quad [47]$$

$$e = 0,72 - 0,59 = 0,13 \text{ m} \quad [48]$$

$$M_{pp} = 465 \text{ kN.m} \quad [49]$$

$$\sigma_c = \frac{-4529}{0,61 \times 1000} + \frac{(-4529 \times 0,13 + 465) \times 0,13}{0,12 \times 1000} = -7,56 \text{ MPa} \quad [50]$$

$$\varepsilon_c = \frac{-7,56}{27775} = -2,72 \text{ E}^{-4} \quad [51]$$

$$\Delta\sigma_a = \varepsilon_c \times E_a \times \frac{n-1}{2n} = -2,72 \times 10^{-4} \times 200000 \times \frac{4}{10} = -22 \text{ MPa} \quad [52]$$

$$\Delta\sigma_{a1} = 1294 - 22 = 1272 \text{ MPa} \quad [53]$$

### Seção 3

$$N = \frac{1302 \times 35}{10} = 4557 \text{ kN} \quad [54]$$

$$e = 0,86 - 0,59 = 0,27 \text{ m} \quad [55]$$

$$M_{pp} = 827 \text{ kN.m} \quad [56]$$

$$\sigma_c = \frac{-4557}{0,61 \times 1000} + \frac{(-4557 \times 0,27 + 827) \times 0,27}{0,12 \times 1000} = -8,38 \text{ MPa} \quad [57]$$

$$\varepsilon_c = \frac{-8,38}{27775} = -3,02 \text{ E}^{-4} \quad [58]$$

$$\Delta\sigma_a = \varepsilon_c \times E_a \times \frac{n-1}{2n} = -3,02 \times 10^{-4} \times 200000 \times \frac{4}{10} = -24 \text{ MPa} \quad [59]$$

$$\Delta\sigma_{a1} = 1302 - 24 = 1278 \text{ MPa} \quad [60]$$

### Seção 4

$$N = \frac{1310 \times 35}{10} = 4585 \text{ kN} \quad [61]$$

$$e = 0,98 - 0,59 = 0,39 \text{ m} \quad [62]$$

$$M_{pp} = 1086 \text{ kN.m} \quad [63]$$

$$\sigma_c = \frac{-4585}{0,61 \times 1000} + \frac{(-4585 \times 0,39 + 1086) \times 0,39}{0,12 \times 1000} = -9,80 \text{ MPa} \quad [64]$$

$$\Delta\sigma_a = \varepsilon_c \times E_a \times \frac{n-1}{2n} = -4,44 \times 10^{-4} \times 200000 \times \frac{4}{10} = -36 \text{ MPa} \quad [73]$$

$$\varepsilon_c = \frac{-9,80}{27775} = -3,53 \text{ E}^{-4} \quad [65]$$

$$\Delta\sigma_{a1} = 1321 - 36 = 1285 \text{ MPa} \quad [74]$$

$$\Delta\sigma_a = \varepsilon_c \times E_a \times \frac{n-1}{2n} = -3,53 \times 10^{-4} \times 200000 \times \frac{4}{10} = -28 \text{ MPa} \quad [66]$$

#### Seção 6

$$N = \frac{1337 \times 35}{10} = 4680 \text{ kN} \quad [75]$$

$$\Delta\sigma_{a1} = 1310 - 28 = 1282 \text{ MPa} \quad [67]$$

$$e = 1,15 - 0,59 = 0,56 \text{ m} \quad [76]$$

#### Seção 5

$$N = \frac{1321 \times 35}{10} = 4624 \text{ kN} \quad [68]$$

$$M_{pp} = 1293 \text{ kN.m} \quad [77]$$

$$e = 1,10 - 0,59 = 0,51 \text{ m} \quad [69]$$

$$\sigma_c = \frac{-4680}{0,61 \times 1000} + \frac{(-4680 \times 0,56 + 1293) \times 0,56}{0,12 \times 1000} = -13,87 \text{ MPa} \quad [78]$$

$$M_{pp} = 1241 \text{ kN.m} \quad [70]$$

$$\varepsilon_c = \frac{-13,87}{27775} = -4,99 \text{ E}^{-4} \quad [79]$$

$$\sigma_c = \frac{-4624}{0,61 \times 1000} + \frac{(-4624 \times 0,51 + 1241) \times 0,51}{0,12 \times 1000} = -12,33 \text{ MPa} \quad [71]$$

$$\Delta\sigma_a = \varepsilon_c \times E_a \times \frac{n-1}{2n} = -4,99 \times 10^{-4} \times 200000 \times \frac{4}{10} = -40 \text{ MPa} \quad [80]$$

$$\varepsilon_c = \frac{-12,33}{27775} = -4,44 \text{ E}^{-4} \quad [72]$$

$$\Delta\sigma_{a1} = 1337 - 40 = 1297 \text{ MPa} \quad [81]$$

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

# Empresas de fundações e geotecnia têm expectativa positiva para encontro do setor

Independente do difícil cenário econômico que o Brasil atravessa, a evolução do conhecimento, a difusão de tendências inovadoras e o aprimoramento através de estudos práticos na área precisam avançar. Em tempos de crise, o setor se reorganiza e se prepara para a retomada do crescimento”.

Com essa perspectiva em mente, o diretor de eventos da Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia (ABEF), Walter Roberto Lório, coordena os trabalhos de organização da oitava edição do Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE8) e da segunda edição da Feira da Indústria de Fundações e Geotecnia, que acontecem de 23 a 25 de junho, nos pavilhões



**Engenheiro Walter Lório, presidente do Comitê Organizador do SEFE 8**

D e E do Transamérica Expo Center, em São Paulo.

O setor de fundações e geotecnia no Brasil possui hoje um alto nível de capacitação técnica, sendo “referência internacional e exportador de conhecimentos técnicos”, nas palavras de Lório. É um setor composto por empresas de projeto e execução de fundações, contratantes dessas obras, fabricantes de máquinas e equipamentos, fornecedores de produtos e materiais

(como cimento, aço e concreto), prestadores de serviços (consultorias, informática e sondagens) e universidades e instituições de ensino, pesquisa e difusão.

Seu ponto de encontro tem sido o SEFE, fórum de debates sobre temas relevantes e atuais para o desenvolvimento da cadeia produtiva do setor de fundações, envolvendo a abordagem e discussão de questões científicas, tecnológicas e do dia a dia das empresas. O evento é realizado a cada triênio, intervalo razoável para o mercado absorver e gerar novidades, identificando novas tendências em tecnologias e em estudos de aplicação de técnicas de fundação e geotecnia. “O SEFE tem colaborado para que o setor chegasse ao seu nível internacional. Ano após ano, a participação de empresas e de profissionais tem superado as expectativas. Na última edição, tivemos a participação de visitantes de 25 países”, completa Lório.

Na programação do SEFE8, serão discutidos temas, como geotecnia e meio ambiente, gestão, especificação, aplicação e controle do concreto em obras de fundação, projeto e ensaio de estacas, tratamento e melhoria do solo, o impacto das escavações profundas e contenções nas obras de vizinhança, estado atual, desafios e perspectivas



**Campo experimental de estacas em aréias, na cidade de Araquari (SC)**

futuras em fundações e contenções e responsabilidade profissional. O Seminário conta com oito palestrantes estrangeiros, com destaque para Luca Bruni, cuja palestra abordará o cálculo do crédito carbono realizado pelo Instituto de Fundações Profundas (DFI, em inglês). Na esfera acadêmica, o destaque fica por conta de um trabalho que apresentará os primeiros resultados obtidos no campo experimental em areias na cidade de Araquari, em Santa Catarina, onde foram instaladas seis grandes estacas instrumentadas, sendo quatro escavadas e duas hélice contínua, com o objetivo de avaliar o comportamento de fundações profundas.

“O maior diferencial do SEFE é a qualidade do seu público, o que gera grande potencial para o fechamento

de negócios na Feira durante a realização do evento”, ressalta Lório.

Estão confirmados até o momento 74 expositores, cujos produtos, serviços, equipamentos e máquinas serão exibidos ao um público esperado de cerca de 5000 visitantes, num espaço de aproximadamente 9 mil metros quadrados.

O SEFE8 e a 2ª Feira da Indústria de Fundações e Geotecnia é uma realização da ABEF, em parceria com o Sindicato das Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia (Sinabef), a Associação Brasileira de Mecânica de Solos e

Engenharia Geotécnica (ABMS), a Associação Brasileira de Empresas de Projetos e Consultoria em Engenharia Geotécnica (Abeg) e o Deep Foundations Institute (DFI).

Mais informações: [www.sefe8.com.br](http://www.sefe8.com.br).

DIVULGAÇÃO



**Instalação das estacas instrumentadas, para análise do comportamento de fundações profundas**

**Só quem tem mais de 100 anos de experiência pode oferecer tanta tecnologia!**

## Sika ViscoFlow®

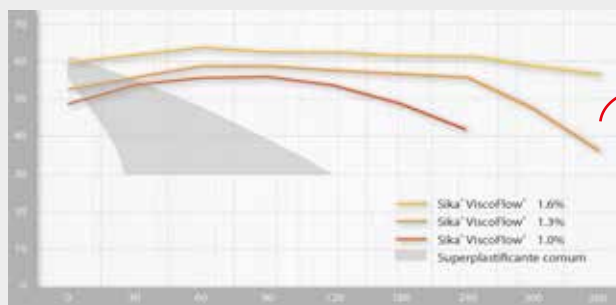
Aditivo superplastificante com manutenção extra prolongada da trabalhabilidade sem queda nas resistências iniciais

### Isso que é tecnologia!

A indústria da construção civil com seus projetos desafiadores estão exigindo cada vez mais tempo de trabalhabilidade do concreto fresco.

A tecnologia do **Sika ViscoFlow®** garante atingir e manter a consistência desejada numa mistura de concreto mesmo em alta ou baixa temperatura do ambiente através de um novo polímero que permite:

- Manutenção do abatimento sem aumento no retardo da pega,
- Rápido desenvolvimento das resistências iniciais,
- Slup Test e Slump Flow do concreto constante por várias horas,
- Adequado para diversas aplicações com alta e baixa relação água/cimento.



Defina o tempo de trabalhabilidade baseado nas suas necessidades!



entre em contato  
[construcao.marketing@br.sika.com](mailto:construcao.marketing@br.sika.com)  
[facebook.com/sikabrasil](https://www.facebook.com/sikabrasil)

# CAR com pó de pedra em substituição parcial do cimento Portland

HELOISA FUGANTI CAMPOS – MSc., PROFESSORA

JOSÉ MARQUES FILHO – DR., PROFESSOR E CHEFE

DEPARTAMENTO DE CONSTRUÇÃO CIVIL – UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ – CURITIBA

## I. INTRODUÇÃO

O aumento do consumo de recursos, a geração de resíduos e as emissões gasosas resultam, se não houver uma disposição adequada, na degradação do meio ambiente e, conseqüentemente, cada vez mais há preocupação com questões ambientais e, paralelamente, com questões sociais e econômicas. De forma a garantir um desenvolvimento presente e futuro das próximas

gerações, o conceito de sustentabilidade entrou em constante discussão.

Cabe a cada parcela do setor produtivo a redução dos danos ao meio ambiente. A construção civil é considerada uma das mais importantes atividades para o desenvolvimento econômico e social, e tem grande impacto ambiental. Uma forma de minimizar os danos do setor é pela obtenção de mais obras mais duráveis, que necessitará de menos recursos de manutenção e de in-

tervenções ao longo do tempo. O emprego do concreto de alta resistência (CAR) garante maior durabilidade e minimiza o consumo de matérias-primas nobres, devido à redução do volume de concreto.

Para cada MPa de resistência à compressão, o CAR, quando comparado a concretos convencionais, consome uma quantidade bastante inferior de cimento, tornando-se mais sustentável (BIANCHINI, 2010).

Além disso, a durabilidade das obras de engenharia civil está diretamente ligada à qualidade do concreto, a qual está vinculada a propriedades dos agregados. O agregado miúdo merece atenção especial, uma vez que sofre com a escassez de reservas localizadas próximas aos grandes centros consumidores.

Segundo Barbosa, Coura e Mendes (2008), a grande parte do agregado miúdo natural extraído de leitos de rios é responsável pela retirada da cobertura vegetal, pela degradação dos cursos d'água e por consideráveis prejuízos ao meio ambiente. Órgãos responsáveis pela fiscalização do meio ambiente, como o Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (Ibama), vêm coibindo essa extração. Dentro desse contexto, os mineradores são forçados a extrair esses agregados em locais cada vez mais distantes do mercado consumidor, o que aumenta o preço final do produto.



► **Figura 1**

Pó de pedra estocado em pedreira



► **Quadro 1 – Caracterização granulométrica do agregado miúdo**  
Fonte: fabricante (2014)

Granulometria Agregado Miúdo ABNT NBR NM 248:2003		
Peneira	% média retida	% média acumulada
9,5	16	16
6,5	60	76
4,8	18	94
2,4	5	99
Fundo	1	100

Com isso, a substituição da areia natural pelo agregado miúdo de britagem (a areia artificial) aparece como alternativa atraente. A substituição da areia natural pela artificial leva à redução dos impactos ambientais e à redução do custo da matéria prima. Sua produção é realizada no canteiro das pedreiras, próximas aos grandes centros consumidores, o que reduz o valor do frete.

A ABNT NBR 9935:2011 define areia artificial como o material pétreo, proveniente de processos de cominuição mecânica de rochas já britadas, com granulometria entre 4,75mm e 150µm. A lavagem desse material gera pó de pedra, caracterizado pelo material passante na peneira #200 (0,075 mm), que é estocado ao ar livre (FIGURA 01), sendo um agravante antieconômico e ambientalmente prejudicial. Dessa forma, aproveitar esse resíduo, além de trazer benefícios ao meio ambiente garante maior lucratividade às empresas.

Nesse contexto, o objetivo do trabalho foi avaliar a influência da substituição parcial do cimento Portland por pó de pedra, proveniente da região metropolitana de Curitiba, nas propriedades de resistência à compressão, à tração por compressão diametral e no módulo de elasticidade, no concreto de alta resistência produzido com areia artificial.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiais

Para a realização do estudo experimental, optou-se pela utilização de materiais obtidos na região metropolitana de Curitiba, com o intuito de aplicação prática dos resultados.

Utilizou-se o cimento: CP V-ARI. Para o agregado miúdo optou-se pela utilização de areia 100% artificial, devido às restrições ambientais no uso da areia natural, como descrito anteriormente. A distribuição granulométrica do agregado miúdo está apresentada no QUADRO 1.

O pó de pedra foi coletado, posteriormente seco em estufa no laboratório, com temperatura de 60°C, e destorroado manualmente. A caracterização do pó está apresentada no QUADRO 2.

O agregado graúdo utilizado é proveniente do calcário com DMC (Dimensão Máxima Característica) de 19mm. A distribuição granulométrica está apresentada no QUADRO 3.

A sílica ativa utilizada é de origem mineral decorrente do processo de fabricação do silício metálico ou do ferro-silício. O aditivo superplastificante consiste em um produto de última geração, baseado em polímeros de éteres carboxílicos modificados.

► **Quadro 2 – Caracterização do pó de pedra - Fonte: a autora (2014)**

Pó de pedra sem peneirar					
Massa inicial (g)	80			Data	10/10/2014
Malhas (Tyler)	Abertura (mm)	Massa retida (g)	% peso	% acumulada acima	% acumulada abaixo
5	4	1,94	2,43	2,43	97,58
9	2	1,03	1,29	3,71	96,29
16	1	0,68	0,85	4,56	95,44
32	0,5	0,71	0,89	5,45	94,55
60	0,25	1,73	2,16	7,61	92,39
Laser	0,18	0,46	0,57	8,19	91,81
Laser	0,09	11,87	14,84	23,02	76,98
Laser	0,063	7,38	9,22	32,24	67,76
Laser	0,043	4,72	5,89	38,14	61,86
Laser	0,036	2,44	3,05	41,19	58,81
Laser	0,028	4,41	5,51	46,69	53,31
Laser	0,02	6,59	8,24	54,93	45,07
Laser	0,01	11,8	14,75	69,68	30,32
Laser	0,006	6,33	7,91	77,59	22,41
Laser	0,003	6,58	8,22	85,81	14,19
Laser	0,001	7,23	9,04	94,84	5,16
Laser	0	4,12	5,16	100	0
Massa final (g)	80			Finos abaixo #60 – micrômetros	
				Diâmetro 10%	1,81
				Diâmetro 50%	20,98
				Diâmetro 90%	110,31
				Diâmetro médio	40,43

► **Quadro 3 – Caracterização granulométrica do agregado graúdo - Fonte: fabricante (2014)**

Peneira	% média retida	% média acumulada
19	12	12
12,5	47	59
9,5	29	88
6,5	11	99
4,8	–	99
Fundo	1	100

Atende aos requisitos da norma ASTM C 494 (TIPO A e F), ASTM 1017, NBR 11768 e é compatível com todos os tipos de cimento Portland.

## 2.2 Métodos

O método de dosagem definido foi o proposto por AÏTCIN (2000). O método baseia-se na norma ACI 211-1 (1991).

Foram definidos quatro níveis de resistência, 50MPa, 65MPa, 80MPa e 95 MPa e quatro teores distintos de pó de pedra: 0%, 6%, 12% e 18%, conforme TABELA 1.



► **Figura 2**  
Ensaio de resistência à compressão nos CPS de CAR

A idade foi definida em 3, 7 e 28 dias para os ensaios de resistência à compressão (NBR-5739:2007), para analisar sua evolução, e para ensaios de tração por compressão diametral (NBR-7222:2011) e módulo de elasticidade (NBR-8522:2008), 28 dias. Foram adotados três corpos de prova para as resistências à compressão, três à tração por compressão diametral e três para a determinação de módulo de elasticidade, a fim de dar validade às conclusões experimentais. Assim, para cada traço definido, foram necessários 15 corpos de prova. Dessa forma, moldaram-se 240 corpos de prova.

Considerando a quantidade excessiva de finos nos concretos produzidos e, após análises preliminares em ensaios pilotos, que demonstraram a influência da adição de finos na consistência da pasta de cimento e da argamassa, a quantidade de superplastificante teve que ser ajustada para cada traço no momento da produção do concreto.

Os corpos de prova (CPs) foram rompidos nas idades determinadas respeitando as tolerâncias de tempo determinadas pela ABNT NBR 5739:2007. As figuras 2, 3 e 4 ilustram a execução dos ensaios de resistência à compressão, à tração por compressão diametral e a medição da deformação, respectivamente.



► **Figura 3**  
Ensaio de resistência à tração por compressão diametral nos CPS de CAR

► **Tabela 1 – Faixas de resistências esperadas**

Classe	Faixa de resistência esperada (MPa)	Relação A/A
1	50	0,35
2	65	0,31
3	80	0,28
4	95	0,26

Fonte: Aïtcin (2000)

## 3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 3.1 Resistência à compressão

A TABELA 2 apresenta os resultados obtidos para a resistência à compressão de todos os concretos produzidos, na idade correspondente.

A ANOVA, com nível de significância de 95%, realizada com base nos dados de resistência à compressão, é apresentada na TABELA 3.

De acordo com a ANOVA, verifica-se a influência da relação A/A na resistência à compressão dos concretos estudados, da mesma forma que os resultados encontrados na literatura. A análise ainda comprovou a influência da substituição do cimento



► **Figura 4**  
Medição da deformação com extensômetro nos CPS de CAR

Portland pelo pó de pedra na resistência dos concretos estudados e, em menor escala, o efeito da interação das fontes de variação.

Na comparação múltipla de médias para as resistências médias aos 28 dias, apresentou diferença significativa apenas

a comparação entre 12% e 0% no primeiro nível de resistência. No segundo nível de resistência, apresentam diferenças

► Tabela 2 – Resistência à compressão dos concretos (Mpa)

% pó de pedra (a)	Nível de resistência – relação A/A											
	0,35			0,31			0,28			0,26		
	Idade (dias)			Idade (dias)			Idade (dias)			Idade (dias)		
	3	7	28	3	7	28	3	7	28	3	7	28
0	41,3	51,7	48	46	59,5	57,3	58	65,1	74,5	63,7	69,3	76
	41,4	50,6	52,3	49	54,9	69	54	63,2	63,3	65,6	74,2	83
	39,20	50,50	54,40	47,10	58,40	61,20	49,40	61,20	64,80	66,3	80,7	79,8
Média DP CV (%)	40,63	50,93	51,57	47,37	57,60	62,50	53,80	63,17	67,53	65,20	74,73	79,60
	1,24	0,67	3,26	1,52	2,40	5,96	4,30	1,95	6,08	1,35	5,72	3,50
	3,06%	1,31%	6,33%	3,20%	4,17%	9,53%	8,00%	3,09%	9,00%	2,06%	7,65%	4,40%
6	40,1	60,7	59	49,9	69,6	74,4	61,4	62,5	79,2	61,2	65,9	44,5
	38,5	59,2	56,8	57	68,4	72,5	62,9	76,8	73,8	60,3	67,7	87,8
	43,00	54,70	56,70	49,60	72,00	65,90	55,30	82,20	66,10	60,1	65,7	69,1
Média DP CV (%)	40,53	58,20	57,50	52,17	70,00	70,93	59,87	73,83	73,03	60,53	66,43	67,13
	2,28	3,12	1,30	4,19	1,83	4,46	4,03	10,18	6,58	0,59	1,10	21,72
	5,63%	5,37%	2,26%	8,03%	2,62%	6,29%	6,72%	13,79%	9,01%	0,97%	1,66%	32,35%
12	58,4	51,5	60,6	57,4	70,8	69,4	53,7	67,1	58,6	49,4	77,5	76,6
	47,4	62,9	79,3	54	71,3	78	62,3	57,2	70,2	66,7	82,8	88,1
	49,10	59,40	60,50	53,20	73,90	86,10	52,90	54,90	68,50	56,6	75,7	56,1
Média DP CV (%)	51,63	57,93	66,80	54,87	72,00	77,83	56,30	59,73	65,77	57,57	78,67	73,60
	5,92	5,84	10,83	2,23	1,66	8,35	5,21	6,48	6,26	8,69	3,69	16,21
	11,47%	10,08%	16,21%	4,06%	2,31%	10,73%	9,26%	10,85%	9,53%	15,10%	4,69%	22,02%
18	39,5	51,2	55,4	52,7	49	61	47,5	58,8	72,3	51,8	63,3	67,8
	41,2	48,4	51,9	42,7	56,2	69,9	40,3	53,6	67,8	51,8	63,6	61,6
	40,70	47,70	61,50	40,50	57,10	55,50	51	65,2	62,9	54,1	65,5	72,5
Média DP CV (%)	40,47	49,10	56,27	45,30	54,10	62,13	46,27	59,20	67,67	52,57	64,13	67,30
	0,87	1,85	4,86	6,50	4,44	7,27	5,46	5,81	4,70	1,33	1,19	5,47
	2,16%	3,77%	8,63%	14,35%	8,21%	11,70%	11,79%	9,81%	6,95%	2,53%	1,86%	8,12%

► Tabela 3 – Análise de variância para resistência à compressão axial

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tab	Comparação
% pó de pedra (A)	1796,76	3	598,92	7,72	2,68	Efeito correspondente é significativo
Relação A/A (B)	4889,28	3	1629,76	21,00	2,68	Efeito correspondente é significativo
AB	1519,22	9	168,80	2,17	1,95	Efeito correspondente é significativo
Erro	9856,80	127	77,61	–	–	–
Total	18062,06	142	–	–	–	–

► Tabela 4 – Equações de regressão e R<sup>2</sup> para os valores médios de resistência à compressão

Idade (dias)	% pó de pedra	Equações	R <sup>2</sup>
3	0	$Y = 8,0157x^{-1,529}$	0,9696
3	6	$Y = 9,76x^{-1,392}$	0,925
3	12	$Y = 35,576x^{-0,361}$	0,9742
3	18	$Y = 17,465x^{-0,8}$	0,9203
7	0	$Y = 13,853x^{-1,225}$	0,9571
7	6	$Y = 21,043x^{-0,988}$	0,9104
7	12	$Y = 17,838x^{-0,9072}$	0,9072
7	18	$Y = 19,169x^{-0,891}$	0,996
28	0	$Y = 12,17x^{-1,378}$	0,9731
28	6	$Y = 21,043x^{-0,988}$	0,9104
28	12	$Y = 33,705x^{-0,6777}$	0,8723
28	18	$Y = 29,0485x^{-0,642}$	0,9288

R<sup>2</sup>: Coeficiente de determinação

significativas as comparações entre 12% e 0% e 18% e 12% e para o quarto nível, entre 18% e 12%. Assim, em uma análise estatística geral, 83% das comparações não apresentaram diferenças significativas.

Os resultados demonstram o acréscimo de resistência diretamente propor-

cional ao acréscimo de substituição do cimento Portland devido ao efeito micro-fíler do pó. As partículas finas diminuem a exsudação interna e superficial da mistura, gerando zonas de transição com porosidade reduzida.

Observa-se que, em 75% dos resulta-

dos, a maior resistência obtida foi com a substituição de 12%. A partir desse valor os resultados já começaram a declinar, provavelmente devido ao efeito de afastamento dos grãos.

Através dos resultados determinaram-se as equações de regressão das curvas que representaram a tendência dos resultados para cada teor de pó de pedra. Foi calculado também o coeficiente de determinação de cada equação das curvas de tendência (R<sup>2</sup>), que indica o percentual da variabilidade do modelo de regressão. A TABELA 04 resume os resultados.

Os resultados de coeficiente de determinação obtidos no presente trabalho apresentaram bons ajustes das curvas.

### 3.2 Resistência à tração por compressão diametral

Os resultados obtidos para a resistência à tração por compressão diametral aos 28 dias estão apresentados na TABELA 5.

A ANOVA, com nível de significância de 95%, realizada com base nos dados de

► Tabela 5 – Resistência à tração por compressão diametral dos concretos (Mpa)

% pó de pedra (a)	Nível de resistência – relação A/A											
	0,35			0,31			0,28			0,26		
0	5,91	5,68	6,00	6,38	6,27	6,65	5,55	5,15	6,90	6,46	7,41	7,60
Média	5,86			6,43			5,87			7,16		
DP	0,17			0,20			0,92			0,61		
CV (%)	2,81%			3,04%			15,63%			8,53%		
6	4,70	6,16	5,20	7,81	7,19	6,95	5,80	7,51	6,86	7,60	5,16	7,92
Média	5,35			7,32			6,72			6,89		
DP	0,74			0,44			0,86			1,51		
CV (%)	13,86%			6,07%			12,84%			21,90%		
12	7,39	6,69	7,29	8,24	7,46	8,06	7,45	5,44	6,90	7,28	7,14	7,87
Média	7,12			7,92			6,60			7,43		
DP	0,38			0,41			1,04			0,39		
CV (%)	5,31%			5,16%			15,75%			5,21%		
18	6,80	4,27	6,74	6,60	7,64	4,84	6,59	5,87	6,56	7,86	5,77	6,35
Média	5,94			6,36			6,34			6,66		
DP	1,44			1,42			0,41			1,08		
CV (%)	24,32%			22,25%			6,42%			16,20%		

► Tabela 6 – Análise de variância para resistência á tração por compressão diametral

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tab	Comparação
% Pó de pedra (A)	7,12	3	2,37	3,26	2,89	Efeito correspondente é significativo
Relação A/A (B)	8,19	3	2,73	3,75	2,89	Efeito correspondente é significativo
AB	5,25	9	0,58	0,80	2,18	Efeito correspondente não é significativo
Erro	24,01	33	0,73	–	–	–
Total	44,57	48	–	–	–	–

resistência à tração por compressão diametral, está apresentada na TABELA 6.

De acordo com a TABELA 6, verifica-se a influência da relação A/A e a influência da substituição do cimento Portland pelo pó de pedra na resistência à tração por compressão diametral dos concretos estudados. Porém, observa-se que esse ganho de resistência já é bastante inferior ao ganho na resistência à compressão. Já, o efeito da interação das fontes não foi significativo.

Na comparação múltipla de médias, apenas as comparações entre 12% e 6% no primeiro nível de resistência, A/A de 0,35, e 18% e 12% no segundo nível de resistência, A/A de 0,31, apresentaram diferenças significativas. Dessa forma, 92% das comparações não apresentaram diferença significativa para a resistência à tração por

► Tabela 7 – Equações de regressão e R<sup>2</sup> para os valores médios de resistência à tração por compressão diametral

Idade (dias)	% pó de pedra	Equações	R <sup>2</sup>
28	0	$Y = 2,92x^{0,668}$	0,9962
28	6	$Y = 2,1191x^{0,888}$	0,977
28	12	$Y = 6,5876x^{0,107}$	0,893
28	18	$Y = 4,1683x^{0,344}$	0,879

R<sup>2</sup>: Coeficiente de determinação

compressão diametral para os níveis de substituição do cimento Portland pelo pó de pedra e para as classes de resistência estudadas, ou seja, a maior parte dos resultados apresentam-se iguais.

A TABELA 7 apresenta as equações de regressão das curvas e o coeficiente de determinação.

### 3.3 Módulo de elasticidade

A TABELA 8 apresenta os módulos de elasticidades obtidos nos concretos estudados.

A ANOVA, com 95% de nível de significância, realizada com base nos módulos de elasticidade obtidos, está apresentada na TABELA 9.

► Tabela 8 – Módulos de elasticidades dos concretos (GPa)

% pó de pedra (a)	Nível de resistência – relação A/A											
	0,35			0,31			0,28			0,26		
0	43,10	42,30	43,70	44,50	47,40	47,30	46,40	46,10	47,40	48,90	48,80	47,60
Média	43,03			46,40			46,63			48,43		
DP	0,70			1,65			0,68			0,72		
CV (%)	1,63%			3,55%			1,46%			1,49%		
6	51,20	52,50	36,70	49,60	51,90	49,50	28,50	48,40	46,20	51,80	51,90	49,00
Média	46,80			50,33			41,03			50,90		
DP	8,77			1,36			10,91			1,65		
CV (%)	18,74%			2,70%			26,59%			3,23%		
12	50,60	49,20	52,00	50,40	35,60	51,90	48,10	43,50	52,60	55,00	50,20	52,30
Média	50,60			45,97			48,07			52,50		
DP	1,40			9,01			4,55			2,41		
CV (%)	2,77%			19,60%			9,47%			4,58%		

► Tabela 9 – ANOVA para módulos de elasticidades dos concretos (GPa)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tab	Comparação
% Pó de pedra (A)	69,79	3	23,26	1,19	2,89	Efeito correspondente não é significativo
Relação A/A (B)	100,14	3	33,38	1,71	2,89	Efeito correspondente não é significativo
AB	209,34	9	23,26	1,19	2,18	Efeito correspondente não é significativo
Erro	646,06	33	19,58	–	–	–
Total	1025,34	48	–	–	–	–

A ANOVA apresentou efeito não significativo para ambas às fontes de variação e para a interação entre elas.

Para o módulo de elasticidade, o efeito do pó de pedra não foi significativo, provavelmente pelo fato de todos concretos terem sido produzidos com o mesmo teor e tipo de agregado graúdo. Isaia, Helene e Tutikian (2011) explicam que o principal parâmetro influente, depois da relação A/A, no módulo de elasticidade do CAR, é a resistência do agregado graúdo.

Como não foi constatada diferença significativa do teor de pó de pedra no módulo de elasticidade, não foram determinadas as equações de regressão das curvas para módulo de elasticidade.

### 3.4 Análise quanto ao consumo de cimento

A TABELA 10 compara a redução do consumo de cimento com os ganhos nos parâmetros mecânicos dos concretos produzidos com pó de pedra com o

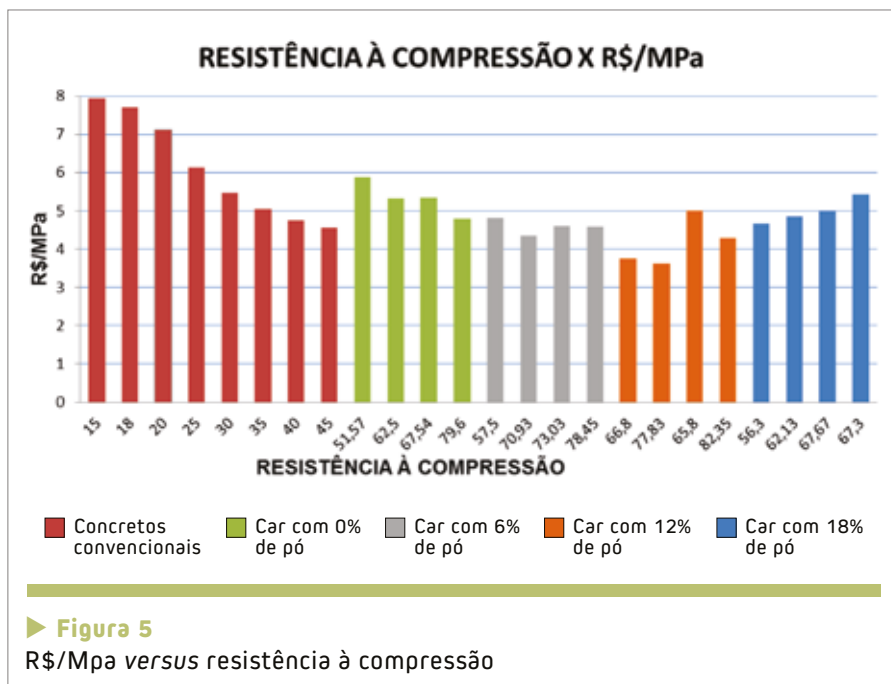
concreto base, sem pó de pedra.

A partir da TABELA 10 foram confirmadas as considerações feitas anteriormente. Com a substituição do cimento Portland pelo pó de pedra, foi possível reduzir significativamente o consumo de cimento e, não só manter a faixa de resistência esperada, como, para alguns traços, obter ganhos nos parâmetros mecânicos.

A redução do consumo de cimento foi mais significativa com 18% de pó de pedra no primeiro nível de resistência, com

► Tabela 10 – Consumo de cimento versus parâmetros mecânicos

% Pó de pedra	A/a	Redução cimento Portland em relação ao concreto base	Resistência à compressão média aos 28 dias em relação ao concreto base	Resistência à tração por compressão diametral média em relação ao concreto base	Módulo de elasticidade médio em relação ao concreto base
6%	0,35	13,74%	11,51%	–	8,75%
	0,31	11,54%	13,49%	13,73%	8,48%
	0,28	9,90%	8,14%	14,60%	-12,01%
	0,26	8,84%	-1,44%	-3,68%	5,09%
Média		11,01%	7,92%	8,22%	2,58%
12%	0,35	27,48%	29,54%	21,49%	17,58%
	0,31	23,08%	24,53%	23,11%	-0,93%
	0,28	19,87%	-2,62%	12,44%	3,07%
	0,26	17,76%	3,45%	3,82%	8,40%
Média		22,05%	13,73%	15,22%	7,03%
18%	0,35	41,22%	9,11%	1,25%	11,31%
	0,31	34,62%	-9,95%	-1,14%	3,30%
	0,28	29,83%	0,20%	8,07%	6,08%
	0,26	26,67%	-15,45%	-6,94%	0,76%
Média		33,09%	-4,02%	0,31%	5,36%



► **Figura 5**  
R\$/Mpa versus resistência à compressão

a relação A/A de 0,35, como era o esperado, visto que foi o maior teor de substituição (18%), com a menor relação A/A.

### 3.5 Análise de custos

Os custos dos concretos produzidos foram calculados com base nos valores unitários de cada material fornecido pelos fabricantes e transformados em R\$/Mpa, para comparar o custo com a resistência obtida dos concretos.

A FIGURA 5 compara os valores de R\$/MPa dos concretos usuais com os produzidos no presente trabalho.

A FIGURA 5 demonstra que, mesmo com teores superiores de superplastifi-

cante, ao substituir o cimento Portland pelo pó de pedra houve redução nos custos totais do concreto produzido por MPa até o teor de substituição de 12%, com a relação A/A de 0,28, como o esperado. Já a partir desse valor, o teor de superplastificante teve que ser aumentando para garantir a trabalhabilidade dos concretos no estado fresco.

## 4. CONCLUSÕES

A partir do programa experimental, dos resultados obtidos nos ensaios mecânicos e dos dados das análises estatísticas, pode-se chegar à seguinte conclusão geral:

- A substituição parcial do cimento

Portland pelo pó de pedra no concreto de alta resistência produzido com areia artificial melhora as propriedades de resistência à compressão, à tração por compressão diametral e o módulo de elasticidade (A influência é significativa na resistência à compressão e na resistência à tração por compressão diametral, mas não no módulo de elasticidade).

As conclusões específicas para cada fator estudado são:

- O melhor desempenho obtido é com a substituição de 12% para a resistência à compressão e à tração por compressão diametral, para os dois primeiros níveis de resistência, relação A/A de 0,35 e 0,31;
- A produção de CAR com agregado miúdo de britagem proveniente da região metropolitana de Curitiba pode vir a contribuir para a otimização do consumo de cimento na produção do concreto, dessa forma, caminhando a favor da sustentabilidade: ao substituir o cimento Portland pelo pó de pedra, de maneira geral, há redução nos custos totais do concreto produzido por MPa, viabilizando economicamente o emprego do mesmo;
- Do ponto de vista econômico, os concretos de alta resistência produzidos com 12% de substituição do cimento Portland pelo pó de pedra, nas relações A/A de 0,35 e 0,31, também são os mais vantajosos. 📌

## ► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] AÏTCIN, P.C. Concreto de Alto Desempenho, tradução de Geraldo G. Serra – São Paulo – Editora Pini, 2000.
- [02] BARBOSA, M. T. G.; COURA, C. V. G.; MENDES, L. D. O. Estudo sobre a areia artificial em substituição à natural para confecção de concreto. Ambiente construído, v. 8, n. 4, p. 51-60, 2008.
- [03] BIANCHINI, M. Análise da influência dos teores de sílica ativa na produção de concretos de alta resistência em central dosadora de concreto. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2010.
- [04] ISAIA, G. C.; HELENE, P.; TUTIKIAN, B. F. Concreto de Alto e Ultra-Alto Desempenho. Concreto: Ciência e Tecnologia. Cap. 36, 2011.
- [05] MENDES, S. E. da S. Estudo experimental de concreto de alto desempenho utilizando agregados graúdos disponíveis na região metropolitana de Curitiba. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2002.

# Comitê finaliza a revisão da norma de tirantes

A importância de se ter uma norma atualizada com base na evolução da técnica é fundamental para o bom desempenho de profissionais do setor, estudantes e acadêmicos de diferentes regiões do país.

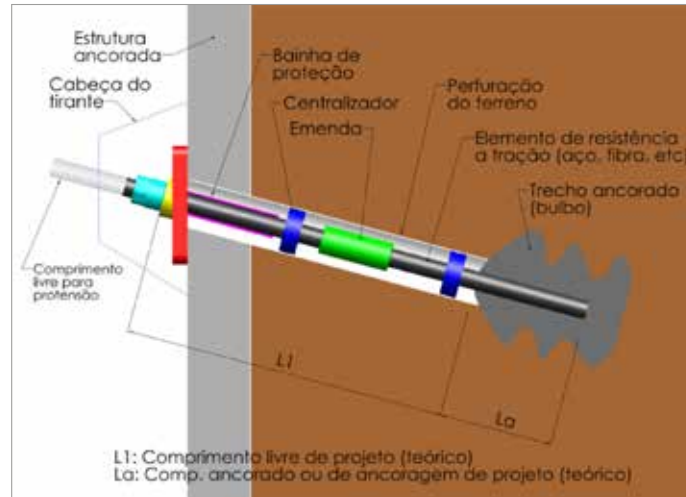
Quando o conhecimento técnico está em conformidade com as normas técnicas, ele indica confiabilidade e segurança. As normas técnicas também ajudam a organizar as informações e estruturá-

las dentro de um trabalho, envolvendo toda a cadeia produtiva para atingir o objetivo principal de retratar a experiência e o conhecimento acumulado até a data de sua publicação.

Com o crescimento da população e das taxas de ocupação nas grandes cidades, fazem-se necessárias análises geotécnicas e de engenharia mais aprofundadas para estudos de viabilidade construtiva, sempre levando em conta a segurança civil nas escavações e preparação do terreno. Estudos dos movimentos de massa e estabilidade de taludes, com auxílio de instrumentação, proporcionaram aos profissionais do setor chegarem em soluções mais eficientes e modernas. Esses fatores geraram a necessidade da revisão da ABNT NBR 5629.

A última revisão da ABNT NBR 5629 ocorreu em 2006, porém de cunho estritamente específico e focado unicamente na habilitação do tirante provisório. A revisão anterior completa havia sido elaborada em 1996, há mais de 20 anos. Sendo assim, era necessária, dada a grande evolução ocorrida no período, uma nova revisão, visto que os profissionais estão se reciclando e buscando soluções mais eficientes e seguras. Os seminários de engenharia, geotecnia, bem como feiras e eventos, alavancaram a revisão, pois gerou o encontro de empresas e especialistas do setor na Execução de Tirantes ancorados em solo.

A comissão de revisão formada na Associação Brasileira de Normas Técnicas, órgão responsável no Brasil pela regulamentação das normas técnicas, foi formada por engenheiros geotécnicos, membros da Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia (ABEF), Associa-



ção Brasileira de Empresas de Projeto e Consultoria em Engenharia Geotécnica (ABEG), Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), das Universidades, de empresas executoras, de fabricantes e de engenheiros da ABNT, iniciou os trabalhos de revisão em fevereiro de 2013. As teorias e experiências de todos somaram a uma evolução significativa do novo conteúdo da norma,

tornando o trabalho de execução de tirantes ancorados no terreno mais objetivo, preciso e seguro.

O trabalho pretendeu corresponder ao estado atual do projeto, definições, dimensionamento e execução de tirantes de maneira mais clara e objetiva. Alguns assuntos que geravam dúvidas na revisão anterior, principalmente nos aspectos relativos a proteção anticorrosiva, foram tratados com novos enfoques e novas técnicas, passando pela atualização dos ensaios de qualificação e recebimento, as responsabilidades do contratante, do projetista, do executor, enfim todos os envolvidos em obra de contenção com elementos ancorados no terreno. Alguns assuntos, como tirantes para provas de carga estáticas e os recentes tirantes autoperfurantes, também foram abordados na nova revisão.

Uma nova forma de apresentação da norma foi elaborada, com assuntos específicos abordados em anexos, o que facilita e dá agilidade à consulta e ao entendimento. Foi criado um anexo para situações não usuais em projetos, bem como um anexo sobre corrosão, que envolve aspecto problemático na garantia de tirantes permanentes (de longo prazo), assunto bastante discutido nos encontros. Em função disso, foi elaborado um novo anexo que trata exatamente das garantias, inspeções e manutenções periódicas de tirantes permanentes. A apresentação dos resultados foi padronizada no aspecto da forma e traçado dos gráficos, sendo tratado também em um dos anexos da nova revisão. Fórmulas, gráficos e desenhos também fazem parte do novo conteúdo.

Finalizando, reproduz-se texto que consta do Escopo da



Norma e que sintetiza todo trabalho no campo da Geotecnia:

“Reconhecendo que a Engenharia Geotécnica não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da Natureza, os critérios e procedimentos constantes desta Norma procuram traduzir o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data de sua publicação”

A nova revisão da norma deve ser finalizada pelo comitê em junho de 2015.

ENG. FREDERICO FALCONI  
ZF E ENGENHEIROS ASSOCIADOS SS LTDA

ENG. DANIEL CANOVA RENOSTO  
TORCISÃO – TIRANTES DE PROTENSÃO

## Comitê revisa normas para ensaios de alvenaria

Dentro do esforço da ABNT de manter atualizado todo seu acervo, que não devem ter normas cuja última revisão tenha mais de cinco anos, teve início no último mês de março a revisão das normas para ensaio de Elementos em Alvenaria.

Na primeira reunião foi indicado o Arq. Carlos Alberto Tauil, da Bloco Brasil, para continuar como coordenador da CE 18:600.04 - Comissão de Estudo Blocos de Concreto, e escolhido o Eng. Guilherme A. Parsekian, da UFSCar, para secretariar a Comissão de Estudos do Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados (ABNT/CB-18). Estiveram ainda representados nas reuniões profissionais da ABCP, Anamacó, Senai, Falcão Bauer, Sinaprocim, Glasser, Paula Vianna e outros.

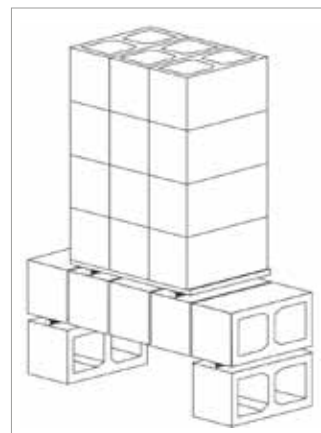
Também na primeira reunião, foi sugerido e aprovado pelo Comitê o agrupamento de todos os ensaios de Elementos em Alvenaria organizados em uma única norma. Desta forma, fazem parte do escopo da revisão os ensaios: de resistência à compressão de paredes, pequenas paredes e prismas, de cisalhamento de paredes, de flexão simples e flexo-compressão de paredes e de determinação da resistência à flexão de prismas.

Devem ser agrupados nessa nova norma em estudo as metodologias que são aplicáveis a paredes de alvenaria com blocos de concreto das ABNT NBR 8949, ABNT NBR 14321 e ABNT NBR 14322, além dos anexos A, B e C da ABNT NBR 15961-2. O título proposto para o novo texto é: “Alvenaria- Blocos de Concreto – Métodos de Ensaio”.

O Comitê entende que esse agrupamento e a atualização dos métodos permitem uma melhor organização e compreensão dos ensaios, facilitando o trabalho tanto dos laboratórios de ensaios quanto dos fornecedores de blocos, construtoras e consultores, que precisam dos resultados dos ensaios para validar seus estudos e a qualidade de suas construções.

A próxima reunião ocorre em junho, quando deve ser finalizado o texto a ser enviado para Consulta Nacional. Sugestões sobre os tópicos discutidos podem ser enviadas até a finalização dos trabalhos ou ainda na Consulta Nacional.

GUILHERME PARSEKIAN  
PROFESSOR DA UFSCAR E MEMBRO  
DO COMITÊ EDITORIAL



Ensaios de prismas e paredes com blocos de concreto

## Atividades na Regional do Mato Grosso do Sul

A toda na organização do 57º Congresso Brasileiro do Concreto, que acontece de 27 a 30 de outubro, em Bonito, a Regional do Mato Grosso do Sul ainda encontrou disposição para realizar diversas atividades técnicas neste ano.

Em 26 de março, realizou o Bate Papo “A arte na Engenharia”, com o Prof. Henrique Lindenberg Neto, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), e com a Profª Sandra Regina Bertocini, da Univer-

sidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS) e diretora regional do IBRACON. O Bate Papo teve caráter motivacional, mostrando aos jovens estudantes e profissionais a importância e as responsabilidades de ser engenheiro.

Em 27 de maio, realizou, também no auditório Multiuso da UFMS, o Papo de Engenheiro Civil, com a presença da diretora regional e do Prof. José Francisco de Lima, ambos da UFMS, para falar sobre a carreira

profissional na engenharia civil.

Para julho, está programado o segundo ciclo do Programa de Desenvolvimento de Construtoras (PDC), que objetiva capacitar as construtoras para as melhores práticas de projeto, planejamento e execução dos sistemas construtivos de paredes de concreto.

Mais informações sobre o PDC podem ser obtidas com a diretora Sandra Bertocini, pelo e-mail: [Sandra.bertocini@gmail.com](mailto:Sandra.bertocini@gmail.com).

## Aula inaugural em Curitiba

A aula inaugural dos cursos de pós-graduação do Instituto IDD em Curitiba ficou a cargo do conselheiro do IBRACON, presidente no período de 2003 a 2007 e professor aposentado da Universidade de São Paulo (USP), Prof. Paulo Helene.

A palestra aconteceu no dia 27 de março último, abordando o tema “Aprender com falhas e acidentes nas estruturas de concreto”, contando com a presença de 450 profissionais e estudantes.



Momento da palestra do Prof. Paulo Helene na aula inaugural

## Seminários na Regional da Bahia

Com o objetivo de transmitir conhecimentos sobre a correta e sustentável aplicação dos materiais de construção e disseminar informações sobre as normas técnicas, a Universidade Católica do Salvador (UCSAL) realizou, de 04 a 08 de maio último, no campus Pituauçu, o 5º Seminário “Materiais de construção civil”, que pode contar com a participação de estudantes e pro-

fissionais da Regional do IBRACON na região.

O Seminário contou com palestras técnico-comerciais das empresas expositoras e patrocinadoras e teve apoio do IBRACON e da Fundação Escola Politécnica da Bahia.

De 11 a 15 de maio, foi a vez da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia (UFBA) realizar seu III Seminário Técnico de Engenharia

Civil, no Auditório Leopoldo Amaral. O evento contou com a participação de estudantes e profissionais da região e teve como um dos objetivos levantar fundos para seus estudantes participarem do 57º Congresso Brasileiro do Concreto, evento técnico-científico nacional da construção civil, que acontece de 27 a 30 de outubro, em Bonito, Mato Grosso do Sul.

## Competição Estudantil na Regional do Maranhão

No último dia 12 de maio, a Coordenação do Curso de Engenharia Civil da Unidade de Ensino Superior Dom Bosco (UNDB), no Maranhão, promoveu a Competição “Concreto Colorido de Alta Resistência”, com vistas a capacitar e motivar os estudantes de seus cursos de Engenharia e Arquitetura a participarem do Concurso Técnico do IBRACON “Concreto Colorido de Alta Resistência” (COCAR), a ser realizado no 57º Congresso Brasileiro do Concreto, de 27 a 30 de outubro, em Bonito, no Mato Grosso do Sul.

O COCAR tem o objetivo de testar a habilidade dos estudantes na preparação de concretos resistentes e coloridos. O desafio proposto ao estudante é o de moldar um corpo de prova cúbico, com 10 cm de aresta, usando

concreto colorido, capaz de atingir altas resistências à compressão.

Na competição ocorrida no Maranhão, os alunos do quinto período do curso foram desafiados a moldarem corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm, usando concreto colorido, que atingissem altas resistências à compressão. Participaram da competição 45 alunos, que foram divididos em 13 equipes.

A cor dos corpos de prova foi avaliada de forma comparativa por uma comissão julgadora formada por professores da UNDB, que atribuiu aos corpos de prova participantes diferentes coeficientes de cor. Os ensaios de compressão foram realizados no Laboratório de Concreto da instituição. A nota final considerou o coeficiente de cor e a resistência do corpo de prova.



**Alunos da equipe campeã posam com livros doados pelo IBRACON**

As equipes classificadas em primeiro e segundo lugar receberam, respectivamente, exemplares do livro “Durabilidade do Concreto” e os Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto, doados pelo IBRACON em apoio à competição.



**PARA ESCREVER A HISTÓRIA DE UM PAÍS, É PRECISO CUIDAR DELE.**

**Para um país crescer, é preciso investimento. Mas é necessário também pensar no meio ambiente, na sociedade e nas futuras gerações.**

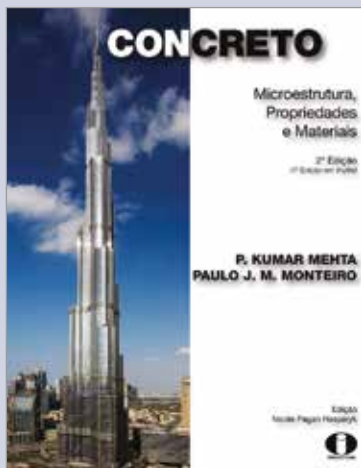
**A indústria do cimento investe em qualidade e utiliza as tecnologias mais avançadas para promover um desenvolvimento sustentável. Colabora ainda para tornar o meio ambiente mais limpo com o co-processamento: a destruição de resíduos industriais e pneus em seus fornos.**

**Onde tem gente tem cimento.**

# Publicações técnicas do IBRACON

O Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON está com u  
sempre às mãos publicações técnicas de referência sobre

## CONCRETO: Microestrutura, Propriedades e Materiais



Guia atualizado e didático sobre as propriedades, comportamento e tecnologia do concreto, a quarta edição do livro “CONCRETO: Microestrutura, Propriedades e Materiais”, dos professores Kumar Mehta e Paulo Monteiro (Universidade

da Califórnia, em Berkeley), foi amplamente revisada para trazer os últimos avanços sobre a tecnologia do concreto e para proporcionar em profundidade detalhes científicos sobre este material estrutural mais amplamente utilizado. A segunda edição brasileira foi coordenada pela Enga. Nicole Pagan Hasparyk (Furnas).

## Durabilidade do concreto



Esforço conjunto de 30 autores franceses, coordenados pelos professores Jean-Pierre Ollivier e Angélique Vichot, o livro “DURABILIDADE DO CONCRETO: bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente” condensa um vasto conteúdo

que reúne, de forma atualizada, o conhecimento e a experiência de parte importante de membros da comunidade científica europeia que trabalha com o tema da durabilidade do concreto. A edição brasileira da obra, coordenada pelos professores Oswaldo Cascudo e Helene Carasek (UFG), foi enriquecida com sua adaptação à realidade técnica e profissional nacional.

## ANAIS do Congresso Brasileiro do Concreto



Faça a aquisição hoje pela

# com preços promocionais

ma promoção imperdível. É a oportunidade para você ter a tecnologia do concreto e de seus sistemas construtivos.

## CONCRETO & Construções



A revista CONCRETO & Construções é veículo oficial do IBRACON, de caráter científico, tecnológico e informativo, para a troca de ideias e informações sobre o concreto e seus sistemas construtivos entre os profissionais da construção civil, servindo de intermediário entre o desenvolvimento técnico-científico e o mercado construtivo brasileiro. As edições em promoção abordam, como tema principal, a ecoeficiência do concreto, as estruturas de edificações e o concreto para fundações e torres de aerogeradores.

### PREÇOS PROMOCIONAIS

**Sócios: R\$ 450,00**

**Não sócios: R\$ 550,00**

Adquira os livros *“Concreto: microestrutura, propriedades e materiais”* e *“Durabilidade do concreto”*, os *Anais das três últimas edições do Congresso Brasileiro do Concreto* e as três últimas edições da *Revista CONCRETO & Construções* a preços promocionais.

Os Anais reúnem os artigos técnico-científicos que foram apresentados e debatidos nas 56 edições do Congresso Brasileiro do Concreto, desde a fundação do IBRACON. São mais de 4000 contribuições de especialistas nacionais e estrangeiros sobre os mais variados temas, constituindo-se numa verdadeira enciclopédia brasileira sobre o concreto. Os Anais em promoção reúnem os trabalhos apresentados nas edições 54ª, 55ª e 56ª do Congresso Brasileiro do Concreto.

### Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia

- Data: 23 a 25 de junho
- Local: Expo Transamérica, em São Paulo
- Realização: Abef, ABMS, Sinabef e Abeg
- Informações: [www.sefe8.com.br](http://www.sefe8.com.br)

### Conferência Internacional "Multi-span large bridges"

- Data: 1 a 3 de julho
- Local: Porto, em Portugal
- Realização: FEUP
- Informações: <http://paginas.fe.up.pt/~mslb2015/authors.html>

### Congresso Ibero-Americano de Betão Autocompactável

- Data: 6 e 7 de julho
- Local: Porto, em Portugal
- Realização: FEUP
- Informações: <http://paginas.fe.up.pt/~bac2015>

### 14º Simpósio Brasileiro de Impermeabilização

- Data: 15 a 17 de julho
- Local: Espaço APAS, em São Paulo
- Realização: IBI
- Informações: [www.ibibrasil.org.br/simposio2015](http://www.ibibrasil.org.br/simposio2015)

### Congresso Internacional em Reabilitação de Construções (Conpat 2015)

- Data: 8 a 10 de setembro
- Local: Lisboa, Portugal
- Realização: Alconpat
- Informações: [www.conpat2015.com](http://www.conpat2015.com)

### Concrete Show South America – Brazil

- Data: 26 a 28 de agosto
- Local: São Paulo, São Paulo
- Realização: UBM
- Informações: [www.concreteshow.com.br](http://www.concreteshow.com.br)

### Conferência Internacional sobre Concreto Estrutural Sustentável

- Data: 15 a 18 de setembro
- Local: La Plata, na Argentina
- Realização: AATH, AAHES, LEMIT, RILEM
- Informações: [www.sustainconcrete2015.com.ar](http://www.sustainconcrete2015.com.ar)

### ENECCE 2015 – 18º Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural

- Data: 8 e 9 de outubro
- Local: São Paulo, São Paulo
- Realização: ABECE
- Informações: [www.abece.com.br](http://www.abece.com.br)

### 14º Congresso Internacional sobre Química do Cimento

- Data: 13 a 16 de outubro
- Local: Pequim, China
- Realização: ICCC
- Informações: [www.iccc2015beijing.org](http://www.iccc2015beijing.org)

### 57º Congresso Brasileiro do Concreto

- Data: 27 a 30 de outubro
- Local: Bonito, Mato Grosso do Sul
- Realização: IBRACON
- Informações: [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)

### ACI Convention – Fall 2015

- Data: 8 a 12 de novembro
- Local: Denver, Estados Unidos
- Realização: ACI
- Informações: [www.concrete.org](http://www.concrete.org)

ACREDITADO PELO INMETRO PARA CERTIFICAR  
MÃO DE OBRA DA CONSTRUÇÃO CIVIL



# PROGRAMA IBRACON DE QUALIFICAÇÃO E CERTIFICAÇÃO DE PESSOAL



O IBRACON É ORGANISMO CERTIFICADOR DE PESSOAS, ACREDITADO PELO INMETRO (OPC-10).

ESTÃO SENDO CERTIFICADOS AUXILIARES, LABORATORISTAS, TECNOLOGISTAS E INSPECTORES DAS EMPRESAS CONTRATANTES, CONSTRUTORAS, GERENCIADORAS E LABORATÓRIOS DE CONTROLE TECNOLÓGICO.

O CERTIFICADO ATESTA QUE O PROFISSIONAL DOMINA OS CONHECIMENTOS EXIGIDOS PARA A REALIZAÇÃO DE ATIVIDADES DE CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO, ENTRE OS QUAIS AS ESPECIFICAÇÕES E PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS CONTIDOS NAS NORMAS TÉCNICAS.

A CERTIFICAÇÃO É MAIS UM DIFERENCIAL COMPETITIVO PARA SUA EMPRESA: A GARANTIA DA QUALIFICAÇÃO DOS PROFISSIONAIS CONTRATADOS!



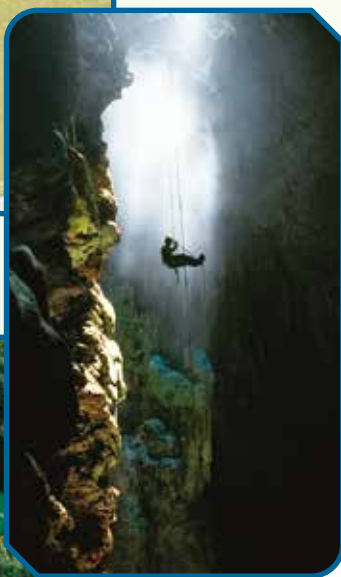
# 57º Congresso Brasileiro do CONCRETO

## Bonito • MS • 2015

O futuro do concreto para a sustentabilidade nas construções

27 a 30 de outubro

Bonito, Mato Grosso do Sul



### APRESENTAÇÃO DE TRABALHOS TÉCNICO-CIENTÍFICOS

#### Temas

- ▶ Gestão e Normalização
- ▶ Materiais e Propriedades
- ▶ Projeto de Estruturas
- ▶ Métodos Construtivos
- ▶ Análise Estrutural
- ▶ Materiais e Produtos Específicos
- ▶ Sistemas Construtivos Específicos
- ▶ Sustentabilidade

### EVENTOS PARALELOS

- ▶ 3rd International Conference on Best Practices for Concrete Pavements
- ▶ Simpósio de Estruturas de Fundações
- ▶ Simpósio de Modelagem Numérica de Estruturas de Concreto
- ▶ Simpósio de Durabilidade

### COTAS DE PATROCÍNIO

- ▶ Excelentes oportunidades para divulgação, promoção e relacionamento
- ▶ Espaços comerciais na XI Feira Brasileira das Construções em Concreto (FEIBRACON)
- ▶ Palestras técnico-comerciais no Seminário de Novas Tecnologias
- ▶ Inscrições gratuitas no evento

Veja as cotas de patrocínio com Arlene Lima  
Tel. (II) 3735-0202 | [arlene@ibracon.org.br](mailto:arlene@ibracon.org.br)

R E A L I Z A Ç Ã O



Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68 – Jardim Olímpia  
CEP 05542-120 – São Paulo – SP – Brasil  
Telefone (II) 3735-0202 | Fax (II) 3733-2190

[www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)  
[facebook.com/ibraconOffice](https://facebook.com/ibraconOffice)  
[twitter.com/ibraconOffice](https://twitter.com/ibraconOffice)